

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E
SANEAMENTO AMBIENTAL**

**CAMPO DE PRESSÕES: CONDIÇÕES DE INCIPIÊNCIA À
CAVITAÇÃO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS COM
DECLIVIDADE 1V:0,75H**

Autor: Jaime Federici Gomes

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

Porto Alegre, 20 de novembro de 2006.

*A Deus, Cristo e Caridade
Ao abençoado Otto
À amada Felícia
A minha família e à SEBAC.*

“É da forja viva da idéia que saem as asas dos anjos e as algemas dos condenados.”

Benfeitor Espiritual

*Nos Domínios da Mediunidade, pelo Espírito de André Luiz, psicografado
por Francisco Cândido Xavier.*

Agradecimentos

Meus sinceros agradecimentos às instituições que proporcionaram a elaboração desse trabalho:

1. Furnas Centrais Elétricas S.A. por ter provido o apoio financeiro e técnico no seu projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D), denominado “Características do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus”. Este trabalho é fruto desse empenho;

2. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGIPH). É uma satisfação retornar ao Instituto com aluno e pesquisador. Obrigado as fantásticas secretárias do PPGIPH, como também, as meninas prestativas da biblioteca da instituição. É oportuno agradecer a atenção e a disponibilidade da Pró-Reitoria de Pós-Graduação no programa de estágio de doutoramento no exterior;

3. CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico);

4. CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior);

5. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa (IST). Curtos momentos de grande satisfação e carinho. Obrigado à turma da pós-graduação, aos funcionários e aos professores;

6. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Uma instituição facilitadora e de grande astral para a conclusão desse trabalho. Obrigado aos funcionários e aos colegas!

Meus sinceros agradecimentos aos meus orientadores Doutores Marcelo G. Marques, Jorge de Saldanha Gonçalves Matos, Luiz Augusto Magalhães Endres e José Falcão de Melo. Os professores estiveram sempre presentes nos momentos de insegurança, dúvidas e, não podendo esquecer também, das alegrias. Viva, abençoados sejam!

Aos colegas de projeto acredito termos demonstrado companheirismo, dedicação da parte de todos, união e muito aprendizado. Minha gratidão pela oportunidade de trabalhar com todos vocês: Daniela G. Sanagiotto; Mauricio Dai Prá; Rafael André Wiest; Sérgio Nicolau de Moura Flores; Eduardo Maso Viegas; Maximiliano Paschoaloti Messa e Qswaldo.

Aos colegas e professores do IPH, agradeço a paciência.

Agradeço a Portugal pelo fantástico momento. Aos amigos brasileiros que lá fiz, bem como aos amigos portugueses Senhora Maria de Lurdes Nunes de Souza (minha amiga e mãe portuguesa), António Relvas (um grande companheiro) e aos amigos Munusamy, Arumugan e Takashi.

Agradeço aos amigos e doutores António Amador, Pedro Manso, Mario Franca pelo iluminado convívio e contribuição ao trabalho aqui elaborado. Agradeço ao Professor António Pinheiro pelo carinho desprendido.

Agradeço a cortesia do Doutor António Amador pelos dados de pressão utilizados neste estudo, bem como pelos dados de concentração de ar concedidos gentilmente pelo Professor Jorge Matos obtidos no âmbito de sua tese de doutoramento.

Agradeço à Mariza de Moraes Branco pela cooperação e sacrifício pessoal em prol da conclusão desse trabalho.

Meu apreço pela disposição e paciência da amiga Engenheira Regina Schommer Machado pelas sugestões e parecer na leitura do texto da tese.

Agradeço a todos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a conclusão desta tese.

Resumo

As expectativas dinâmicas de um mundo de inovações tecnológicas, consubstanciados por explorações menos agressivas ao meio ambiente, dirigidas a um mercado consumista emergente, representam desafios para soluções de problemas de engenharia dirigidos para diversos segmentos da sociedade.

Com o desenvolvimento do concreto compactado com rolo (CCR), a partir dos anos 70, o emprego de vertedouros em degraus em barragens de gravidade tornou-se uma solução atrativa, visto que, proporciona, simultaneamente, o aumento da dissipação da energia do escoamento e a redução do tempo e dos custos de implantação dessas obras.

Atualmente, têm-se usado como restrições ao seu emprego de vertedouros em degraus valores máximos de vazões específicas que, sem um limite consensual, vêm tolhendo suas potencialidades.

A macrorugosidade da calha acelera o processo de aeração do escoamento, se comparado com um vertedouro de soleira lisa, protegendo, para a zona aerada, os degraus contra erosão por cavitação. Entretanto, para o trecho não aerado do escoamento, existem riscos desse processo se estabelecer. As descontinuidades da fronteira sólida propiciam a sucessiva separação da camada limite nos cantos externos dos degraus. Nessa região são geradas pressões muito baixas.

O presente estudo, realizado no Instituto de Pesquisas Hidráulicas, objetivou, através de medições experimentais, descrever, caracterizar e modelar pressões hidrodinâmicas nas soleiras dos degraus, estabelecendo limites para incipiência à cavitação no trecho não-aerado do escoamento. Três calhas escalonadas com declividade $1V:0,75H$ e alturas de degraus iguais a 0,03 m; 0,06 m e 0,09 m foram projetadas e construídas para a investigação. As amostras de pressões registradas com transmissores de pressão a 50 Hz e duração de 3 minutos e 12 horas possibilitaram caracterizar o campo de pressão identificando zonas críticas, bem como, avaliando o comportamento estatístico dessas solicitações.

As maiores flutuações de pressões foram registradas nas extremidades externas dos degraus e na seção de afloramento da camada limite, chegando a valores negativos de 0,69 vezes a distância vertical entre a crista e a seção analisada. Determinaram-se frequências dominantes compreendidas entre 7-18 Hz, com valores máximos situados nos patamares dos

degraus. Os números adimensionais de Strouhal, calculados com as frequências predominantes e as profundidades equivalente do escoamento, diminuíram de 0,40 a 0,04 no sentido do fluxo. Quanto aos limites de incipiência à cavitação, as vazões específicas mais restritivas ao emprego de vertedouros em degraus ficaram na faixa entre 11,3 e 15,6 m²/s com velocidades médias da ordem de 17 m/s, obtidas para a seção de afloramento da camada limite.

Palavras – Chave: vertedouros em degraus, pressões hidrodinâmicas, cavitação incipiente.

Abstract

Hydraulic researchers have to accomplish the technological and construction materials innovations to new security design project criteria compatible to low costs requirement. At 70's years, with the development of the Roller Compact Concrete (RCC), the use of stepped spillways has become an attractive solution for gravity dams.

In steeply sloping stepped spillways, the large step macro-roughness promotes the occurrence of negative pressures on the step cavity, particularly near the external edge of the vertical step face. Consequently one may expect the occurrence of sub-atmospheric pressure conditions capable to induce cavitation for velocities lower than those observed in smooth chute spillways. Predicting cavitation damage is more complex than predicting cavitation inception. Flow conditions leading to the onset of cavitation are generally conservative in predicting damage. The severity of damage that may be expected is related both to intensity of cavitation and time of exposure. There is still no consensus on the maximum unit discharge or flow velocity which assures cavitation safe design of stepped spillways.

The study carried through in the Institute of Hydraulic Research (UFRGS - Brazil), had the main goal: described, characterized and modeled experimental measurements of hydrodynamic pressures on the faces of the steps and established limits of incipient cavitation. Three stepped chutes with declivity 1V:0.75H and 0.03 m; 0.06 m and 0.09 m steps heights were projected. The samples of pressures were registered with pressure transmitters with 50 Hz and 3 minutes duration. Long-duration test were also conducted (12 hours sample size) that permitted characterize the pressure field, identifying critical zones, as well as, evaluating its statistical behaviour. The largest fluctuating pressures had been registered in the outer corner on the steps and at the inception point of air entrainment. At this last position can be expected negative pressure values close to 0.69 times the vertical distance between the crest and the analyzed section. The dominant frequencies found varied between 7-18 Hz. The dimensionless number of Strouhal calculated with the predominant frequencies and the clear equivalent depth, had diminished of 0.40 the 0.04 in the direction of the flow. The pressure measurements indicated specific discharge between 11.3-15.6 m²/s and average velocity in order of 17 m/s to inception cavitation process near the inception point.

Keywords: stepped spillways; hydrodynamic pressure; incipient cavitation.

SUMÁRIO

1. APRESENTAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO	1
2. OBJETIVOS DO ESTUDO	4
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1. PANORAMA GERAL DO DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO DE VERTEDOUROS E CANAIS EM DEGRAUS	8
3.2. O ESCOAMENTO SOBRE CANAIS EM DEGRAUS	12
3.2.1. INTERAÇÃO CAMADA CISALHANTE-DEGRAU	13
3.2.2. INTERAÇÃO CAMADA CISALHANTE-CAMADA CISALHANTE	13
3.2.3. VÓRTICES ESTÁVEIS	14
3.2.4. ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS	15
3.3. ESTUDOS DE AERAÇÃO DO ESCOAMENTO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS SOB REGIME DESLIZANTE	18
3.3.1. DEFINIÇÕES	19
3.3.2. POSIÇÃO DE INÍCIO DA AERAÇÃO E PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO NESSA SEÇÃO.	20
3.3.3. DISTRIBUIÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE AR EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS	24
3.3.4. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE EQUIVALENTE DE ÁGUA	29
3.4. DISTRIBUIÇÃO DAS VELOCIDADES EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS	30
3.4.1. TRECHO NÃO-AERADO DO ESCOAMENTO	31
3.4.2. TRECHO AERADO DO ESCOAMENTO	35
3.5. COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO EQUIVALENTE E DISSIPACÃO DE ENERGIA	39
3.5.1. FATOR DE RESISTÊNCIA DO ESCOAMENTO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS	39
3.5.2. DISSIPACÃO DE ENERGIA	45
3.6. ESTUDOS SOBRE PRESSÕES EM CALHAS EM DEGRAUS	51
3.7. CAVITAÇÃO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS	61
3.8. ESTUDOS SOBRE EFEITOS DE ESCALA EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS	67
4. METODOLOGIA EXPERIMENTAL	71
4.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	72
4.2. INSTALAÇÃO LABORATORIAL	73
4.3. PROJETO DAS CALHAS EMPREGADAS	75

4.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	78
4.4.1. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DE PRESSÃO	78
4.4.2. MEDIÇÕES DE PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO E DETERMINAÇÃO DAS VELOCIDADES MÉDIAS	82
4.5. POSIÇÃO ADIMENSIONAL DOS PONTOS DE MEDIÇÃO DE PRESSÃO	83
4.6. DESCRIÇÃO DAS CAMPANHAS EXPERIMENTAIS	84
<u>5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS</u>	<u>87</u>
5.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	88
5.2. DESCRIÇÃO DO CAMPO DE PRESSÕES NOS DEGRAUS	90
5.2.1. PRESSÕES MÉDIAS	90
5.2.2. DESVIOS PADRÕES	91
5.2.3. COEFICIENTES DE ASSIMETRIA E DE CURTOSE	93
5.2.4. PRESSÕES EXTREMAS	94
5.2.5. DURAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE PRESSÕES NEGATIVAS	96
5.2.6. CONCLUSÕES PARCIAIS: CAMPO DE PRESSÕES NOS DEGRAUS	97
5.3. ANÁLISES TEMPORAIS: FREQUÊNCIAS NO INTERIOR DAS CAVIDADES	99
5.3.1. INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO INTERNA DA TOMADA DE PRESSÃO NAS FREQUÊNCIAS OBSERVADAS	101
5.3.2. INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DO ESCOAMENTO SOBRE OS NÚMEROS DE STROUHAL CALCULADOS	103
5.3.3. CORRELAÇÕES TEMPORAIS ENTRE AMOSTRAS DE PRESSÕES	105
5.3.4. CONCLUSÕES PARCIAIS SOBRE O ESTUDO DE FREQUÊNCIAS OBTIDAS NAS AMOSTRAS DE PRESSÕES	109
5.3.4.1. Análises prévias	109
5.3.4.2. Recomendações para futuros estudos relacionados à identificação de fenômenos periódicos em vertedouros em degraus	109
5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE PRESSÕES COM ESTUDOS PRÉVIOS	111
5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	111
5.4.2. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DE TOZZI (1992)	111
5.4.3. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DE OLINGER (2001)	113
5.4.4. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DE SÁNCHEZ-JUNY (2001)	115
5.4.5. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DE AMADOR (2005)	117
5.4.6. CONCLUSÕES PARCIAIS RELACIONADAS À COMPARAÇÃO DE DADOS COM OS ESTUDOS PRÉVIOS	120

5.5. PREVISÃO DE PRESSÃO	121
5.5.1. EVOLUÇÃO DO CAMPO DE PRESSÃO: OBSERVAÇÕES EXPERIMENTAIS	121
5.5.2. MODELOS TEÓRICO-EXPERIMENTAIS SUGERIDOS (MTES)	123
5.5.2.1. MTES desenvolvidos para os espelhos	124
5.5.2.2. MTES desenvolvidos para os patamares	128
5.5.3. RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DA APLICAÇÃO DOS MTES	131
5.6. APLICAÇÃO DOS MTES NA ESTIMATIVA DE LIMITES DE INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO (LIPIC)	132
5.6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	132
5.6.2. LIMITES DE INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO (LIPIC). TRANSPOSIÇÃO DOS RESULTADOS ENCONTRADOS PARA PROTÓTIPOS	133
5.6.2.1. Índice crítico de cavitação	133
5.6.2.2. Vazões específicas e velocidades médias críticas	136
5.6.3. APLICAÇÃO DOS LIMITES DE INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO (LIPIC)	139
5.6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	140
5.7. INFLUÊNCIA DA AERAÇÃO DO ESCOAMENTO NO CAMPO DE PRESSÃO	142
5.8. ESTUDOS DO EFEITO DA REDUÇÃO DA DIMENSÃO DOS DEGRAUS NA MODELAÇÃO FÍSICA DO CAMPO DE PRESSÕES	145
5.8.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	145
5.8.2. ANÁLISES COMPARATIVAS	146
5.8.3. CONCLUSÕES PARCIAIS	149
<u>6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</u>	<u>151</u>
6.1. CONCLUSÕES DO ESTUDO	152
6.1.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	153
6.1.2. METODOLOGIA EXPERIMENTAL	153
6.1.3. CAMPO DE PRESSÕES HIDRODINÂMICAS	154
6.1.3.1. Esforços no interior da cavidade	154
6.1.3.2. Freqüências obtidas das amostras de pressões	154
6.1.3.3. Comparação de dados de pressão com estudos prévios	155
6.1.3.4. Modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES) e limites de incipiência a cavitação (LIPIC)	155
6.1.3.5. Influência da aeração do escoamento no processo de atenuação do campo de pressão	156
6.1.3.6. Estudo do efeito da redução das dimensões dos degraus na modelagem física do campo de pressão	156

6.1.4. ANEXOS (ESTUDOS COMPLEMENTARES): INFLUÊNCIA DO TEMPO DE AMOSTRAGEM E DA METODOLOGIA NA DETERMINAÇÃO DE $P_{0,1\%}$ E DURAÇÃO DE PERMANÊNCIA DE VALORES INFERIORES A $P_{0,1\%}$ NA FORMAÇÃO DE NÚCLEOS CAVITACIONAIS. 157

6.2. RECOMENDAÇÕES PARA INVESTIGAÇÕES FUTURAS RELACIONADAS AO CAMPO DE PRESSÃO 157

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 161

ANEXO A.1 PROJETOS DAS CALHAS _____ A1

ANEXO A.2 DEFINIÇÕES _____ A2

ANEXO A.3 RELAÇÃO ENTRE A PROFUNDIDADE CRÍTICA DO ESCOAMENTO E O CAMPO DE PRESSÃO NOS PATAMARES _____ A7

ANEXO A.4 HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIAS DE PRESSÕES. COMPARAÇÃO COM A DISTRIBUIÇÃO PROBABILÍSTICA NORMAL _____ A8

ANEXO A.5 ESTUDO DE AMOSTRAS DE LONGA DURAÇÃO. INFLUÊNCIA DO TEMPO DE AMOSTRAGEM NA DETERMINAÇÃO DE VALORES MÍNIMOS DE PRESSÃO _____ A10

ANEXO A.6 ERROS NAS ESTIMATIVAS DE PRESSÕES PELA APLICAÇÃO DO MTES: COMPARAÇÃO COM OS DADOS EXPERIMENTAIS _____ A18

SUMÁRIO DE FIGURAS

Figura 2.1 – Cavitação no vertedouros da Barragem de Karun – Irã (Fonte: http://www.vaw.ethz.ch , acesso 07/08/2006).	5
Figura 3.1 - Barragem na Arkanian, Grécia (1300 a.C.). (Fonte: Chanson, 2002).	8
Figura 3.2 – (a) Barragem de São Bento – Casan – SC, Brasil. Alturas dos degraus de 0,60 m e do vertedouro 50 m. Cortesia da Magna Engenharia Ltda.; (b) reabilitação da Barragem de Standley Lake - Westminster, Colorado, EUA (Fonte: http://www.asircc.com/page3.html , acesso 07/08/2006).	9
Figura 3.3 - Leonardo da Vinci, 1493-94. Codice Ms-H La scala d'acqua di Vigevano (Fonte: Renna, 2004).	9
Figura 3.4 – Modelo experimental construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no âmbito do programa de investigação para o “Estudo detalhado sobre a construção de vertedouros de cheia em blocos pré-fabricados sobre barragens de aterro” promovido pelo Instituto Superior Técnico, LNEC e Instituto da Água (Portugal) . Cortesia do Engenheiro A. T. Relvas e Professor A. N. Pinheiro.	10
Figura 3.5 – Configurações do estudo de André (2004) e suas visualizações do padrão do escoamento (Fonte: André, 2004).	11
Figura 3.6 – Novos perspectivas relacionados a calhas escalonadas. (a) André e Matos (2004); (b) Chanson e Gonzalez (2004).	12
Figura 3.7 - Desenhos esquemáticos de alguns tipos de escoamentos deslizantes (RDZ) ocorrentes em calhas em degraus. (Fonte e adaptado: Chanson, 1994).	14
Figura 3.8 – Perfil longitudinal e padrão do RDZ em vertedouros em degraus: (a) representação esquemática geral; (b) detalhe do perfil longitudinal e (c) padrão do escoamento secundário na zona dos macrovórtices (conforme apresentado por Matos, 1999).	16
Figura 3.9 – Comparação com as diferentes metodologias de determinação da: (a) posição de início de aeração e (b) profundidade equivalente de água no mesmo local, segundo vários autores para as condições de ensaios testados no presente estudo.	24
Figura 3.10 – Perfis de concentração de ar obtidos por Matos (1999) e comparação com a formulação teórica de Wood (1984). Fonte: Matos (1999)	26
Figura 3.11 – Concentrações médias de ar junto ao pseudofundo (C_s) segundo modelos de Matos (1999).	26
Figura 3.12 – Configuração da experimentação estudada por Chanson e Gonzalez (2004). Esquema conforme apresentado pelos autores.	28

Figura 3.13 – Resultados experimentais de Chanson e Gonzalez (2004). Comparação da concentração de ar (C) e velocidade adimensional (U/U_{90}) em vertedouros em degraus sem manipuladores de turbulência (s/mp) e com manipuladores na disposição apresentada na configuração 3 ($d_c/h=1,5$). _____ 28

Figura 3.14 - Distribuições adimensionais de velocidades nos degraus L/k_s iguais a 21,23 e 23,28 e d_c/h igual a 2,15, obtida por Amador et al. (2004). _____ 32

Figura 3.15 – Perfil de velocidade média (U/U_o) e variação das coordenadas (Y_α sendo $U = \alpha \cdot U_o$) ao longo da cavidade (L_{cav}) de alguns degraus analisados na posição não aerada do escoamento conforme apresentado por Amador (2005). _____ 33

Figura 3.16 – Linhas de corrente e velocidade médias no interior da cavidade conforme apresentado por Amador (2005), obtidas das análises de 500 pares de imagens de velocidades instantâneas separadas por um tempo de 1 segundo. _____ 34

Figura 3.17 – Delineamento das características turbulentas do campo de velocidade no trecho não aerado do escoamento realizado por Amador (2005). _____ 35

Figura 3.18 - Fatores de resistência de Darcy-Weisbach, segundo diversos autores analisados por Chanson et al. (2002). _____ 43

Figura 3.19 – Energia específica residual, dados experimentais e curva de regressão propostas por Matos e Quintela (1995) de limites plausíveis de $0,05 < f < 0,15$ ($f=0,1$) e por Chanson (1994) $f=1,0$ adaptado de Matos (1999) apud Amador (2005). $0,12 m \leq h \leq 1,5 m$ (valores de protótipo e $51^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$). _____ 48

Figura 3.20 - Resultados experimentais obtidos por Sanagiotto (2003) de dissipação de energia em relação à energia de montante, comparados com os dados e proposições de outros pesquisadores. Observação: os dados de SORENSEN, BINDO, STEPHENSON e DIEZ-CASCON, foram retirados de CHANSON (1994). Os dados de Sanagiotto (2003) são os coloridos. As linhas representam a equação $[1 - E_r/E_0]$, sendo $[E_r/E_0]$ apresentado em (3.61). (Fonte: Sanagiotto, 2003). _____ 49

Figura 3.21 - Resultados experimentais obtidos por Sanagiotto (2003). Dissipação de energia em relação a um vertedouro liso (Y = posição vertical em relação à crista e H_d é a carga de projeto = 0,40 m) e comparação com os resultados de Povh (2000) e Tozzi (1992). _____ 50

Figura 3.22 - Evolução de pressão média medida no centro do paramento horizontal do degrau ao longo da calha de vertedouro com declividade 1V:0,8H, degrau de 0,10 m de altura e H igual a 4,30m. (a) (Fonte: Matos et al., 1999);(b) d_c/h igual 2,25 (Fonte: Sánchez-Juny e Dolz, 2002). _____ 53

- Figura 3.23 - Resultados de Frizell e Melford (1991) para rápidos com declividade 1V:2H e degraus de 0,60m, em degraus sucessivos. _____ 53
- Figura 3.24 – Resultados de Sánchez-Juny (2001): (a) zona de pressões negativas nos patamares; (b) duração de ocorrência de pressões negativas nos patamares. (Fonte: Amador, 2005). _____ 55
- Figura 3.25 - Relação entre o coeficiente de pressão médio e o número de Froude para diferentes profundidades relativas (d/k_s) do escoamento para uma calha em degraus com declividade 1V:0,75H. (Fonte: Olinger e Brighetti, 2002 [OB]) e presente estudo. _____ 56
- Figura 3.26 – Função densidade espectral obtida por Amador (2005) para relação d_c/h igual a 3,21; na tomada de pressão posicionada no patamar à uma distância de 0,14 do comprimento do mesmo em relação à extremidade externa do degrau e $L/k_s = 59$ da crista da ogiva. Vertedouro com degraus com altura de 0,07 m e declividade igual a 1V:0,8H. Dados experimentais foram cortesia do autor do estudo. _____ 57
- Figura 3.27 - Análise das frequências dominantes pelo método das Ondaletas, realizada por Gomes et al. (2005), para a tomada de pressão posicionada em 0,05 da altura do degrau (h) no espelho e a uma distância de $4,57h$ da crista da ogiva do vertedouro. Medições efetuadas em uma calha com declividade 1V:1H. _____ 58
- Figura 3.28 – Média (a) e Desvio padrão (b) das flutuações de pressões nos espelhos dos degraus para: $L/k_s = 57,0$ (dados obtidos no presente estudo); $L/k_s = 51,3$ (Amador, 2005). (Fonte: Gomes et al., 2006). _____ 60
- Figura 3.29 – Evolução dos coeficientes de pressão média (a) e flutuante (b) nos espelhos: $z/h = 0,08$ (dados obtidos no presente estudo); $z/h = 0,07$ (Amador, 2005). (Fonte: Gomes et al., 2006).__ 61
- Figura 3.30 – Influência da aeração do escoamento na erosão por cavitação. Resultados experimentais obtidos por: (a) Peterka (1953); (b) Russell e Sheehan (1974). Adaptado de Chanson (1988). _____ 62
- Figura 3.31 – Influência do tipo de concreto empregado na dinâmica da erosão por cavitação proveniente de escoamentos em alta velocidades. Resultados experimentais obtidos por: (a) Gal'perin et al. (1971); (b) Houghton et al. (1978). Adaptado de Chanson (1988). _____ 62
- Figura 3.32 - Parâmetros de cavitação na seção de afloramento da camada limite em função da vazão específica (q) em vertedouros em degraus. Comparação com os parâmetros críticos de cavitação obtidos para irregularidades distribuídas e com os resultados de Falvey(1982,1990) para vertedouros com paramento convencional sem danos por cavitação. (Fonte: Matos et al., 2001). ____ 65
-

Figura 3.33 – Condições propícias à cavitação incipiente em vertedouro com declividade 1V:0,75H, degraus de 0,60 m e pressões com probabilidade de 1% de ocorrência . (Fonte Olinger e Brighetti, 2002).	66
Figura 4.1 – Instalação laboratorial utilizada no Laboratório Professor Rubem Léo Ungaretti – Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS.	74
Figura 4.2 - Espessuras de camadas compactadas adotadas em barragens em CCR até 1997. (Fonte: Andriolo, 1998).	75
Figura 4.3 - Projeto da ogiva do modelo empregado nos ensaios experimentais: perfil tipo Creager e seus pontos notáveis (obs.: todas as medidas estão em metros).	76
Figura 4.4 – Projeto da calha 1V:0,75H e degraus de altura de 0,09 m: (a) posicionamento dos degraus instrumentados; (b) posições das tomadas de pressões na cavidade.	77
Figura 4.5 - Disposição final do transdutor de pressão em relação à calha e seu suporte de apoio.	78
Figura 4.6 - (a) Placa receptora/transmissora do sinal analógico do transdutor para a placa de aquisição de dados (b) e o computador.	79
Figura 4.7 – Curva de calibração dos instrumentos empregados e verificação de deriva decorrente ao longo período de ensaio.	80
Figura 4.8 – Comparação entre os valores médios de pressão (P_m) obtidos pelos transdutores empregados e os piezômetros utilizados para as mesmas condições de ensaios.	80
Figura 4.9 – Verificação da frequência natural do sistema de aquisição através da aquisição de 500 Hz para os diferentes sistemas conectores empregados.	81
Figura 4.10 - (a) Ponta linimétrica sobre a estrutura posicionada no trecho não-aerado do escoamento (b) ponta linimétrica posicionada na zona aerada do escoamento.	82
Figura 4.11 – Posição adimensional dos pontos de medição de pressão. Sistema de coordenadas adotado para as cavidades dos degraus.	83
Figura 5.1 – Posição interna adimensional das tomadas de pressões.	89
Figura 5.2 – Pressões médias adimensionalizadas pelas alturas dos degraus ($P_m/\gamma h$) para os espelhos e patamares sob influência de diferentes condições de escoamento (s').	91
Figura 5.3 – Desvios padrões adimensionalizados pela altura do degrau ($\sigma_p/\gamma h$) para o espelho e patamar do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').	92
Figura 5.4 – Coeficientes de assimetria (c_a) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').	93

- Figura 5.5 – Coeficientes de curtose (k_u) para os espelhos e patamares dos degraus sob influência de diferentes condições de escoamento (s'). _____ 94
- Figura 5.6 – Pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores, adimensionalizadas pela altura do degrau, ($P_{0,1\%}/\gamma h$) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s'). _____ 95
- Figura 5.7 – Pressões com probabilidade de 99,9% de ocorrência de valores inferiores, adimensionalizadas pela altura do degrau, ($P_{99,9\%}/\gamma h$) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s'). _____ 96
- Figura 5.8 – Percentagem de tempo em que as pressões permanecem negativas observadas nos espelhos e nos patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento. _____ 97
- Figura 5.9 – Função de densidade espectral (FDE) segundo método de Welch c/32 janelas tipo Hamming para diferentes tomadas de pressão e condições de escoamento e visualização da região de equilíbrio universal e de dissipação viscosa. _____ 100
- Figura 5.10 – Influência da posição das tomadas de pressões no interior da cavidade nas funções de densidade espectral adimensionalizadas, traçadas segundo o método de Welch com 32 janelas do tipo Hamming, para $d_c/h = 2,45$; $h = 0,09\text{m}$. _____ 102
- Figura 5.11 – Frequências dominantes (f_p) obtidas pelo máximo valor da função de densidade espectral (FDE) no interior da cavidade para diferentes vazões e condições de escoamento. _____ 103
- Figura 5.12 – Evolução das funções de densidade espectral (FDE) adimensionalizadas, segundo método de Welch com 32 janelas do tipo Hamming, para diferentes condições de escoamento (s') ao longo do vertedouro para d_c/h igual a 2,45 e 4,57. _____ 104
- Figura 5.13 – Evolução do número adimensional de Strouhal dominante (Sh_p) no sentido do fluxo do escoamento. (a) espelhos; (b) patamar; calha 1V:0,75H; $0,08h$ e $h = 0,06\text{ m}$. _____ 105
- Figura 5.14 – Função de autocorrelação temporal ϕ_{pp} das tomadas de pressões localizadas nas extremidades externas do degrau: (a) escoamento não-aerado; (b) escoamento aerado. _____ 106
- Figura 5.15 – Representação das funções de correlação cruzada $\phi_{p_1p_2}$ tendo como origem a tomada de pressão na posição interna $y/l = 0,06$. _____ 107
- Figura 5.16 – Comparação dos resultados de coeficiente de pressão encontrados no presente estudo com os verificados por Tozzi (1992) para calhas com 1V:0,75H. _____ 112
-

Figura 5.17 – Comparação dos resultados de velocidades médias que produzem pressões na soleira dos degraus da ordem da tensão de vapor de água encontrados no presente estudo [PE] com os verificados por Olinger (2001) [O] para calhas com 1V:0,75H e trecho não-aerado do escoamento. 114

Figura 5.18 – Comparação das pressões flutuantes ($\sigma_p/\gamma h$) obtidas no presente estudo com o modelos de previsão de Sánchez-Juny (2001) [SJ]. 116

Figura 5.19 – Comparação das pressões com 5% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{5\%}/\gamma h$) obtidas no presente estudo com o modelos de previsão de Sánchez-Juny (2001) [SJ]. 116

Figura 5.20 – Comparação dos coeficientes de pressão do presente estudo com os modelos de previsão de pressão de Amador (2005) para os espelhos dos degraus (a) coeficientes de pressão flutuante; (b) coeficientes de pressão com 0,1% de ocorrência de valores inferiores. 118

Figura 5.21 – Comparação dos coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($C_{p0,1\%}$) do presente estudo submetidos a função de distribuição de probabilidade (FDP) de mínimos de Weibull e o modelo de previsão de pressão de Amador (2005). 118

Figura 5.22 – Comparação dos coeficientes de pressão do presente estudo com os modelos de previsão de pressão de Amador (2005) para os patamares dos degraus (a) coeficientes de pressão médio; (b) coeficientes de pressão flutuante. 119

Figura 5.23 – Evolução dos coeficientes de pressão flutuante nos espelhos e nos patamares dos degraus obtidos no presente estudo e da concentrações médias de ar segundo Matos (1999). Avaliação comparativa da influência do desenvolvimento da camada limite e do processo de aeração do escoamento sobre o campo de pressão. 122

Figura 5.24 - Momentos estatísticos de primeira a quarta ordem das amostras de pressões. Modelos teóricos experimentais sugeridos (MTES) para os coeficientes de pressão médio e flutuante na posição interna $z/h = 0,06$ e $h = 0,09m$. 126

Figura 5.25 – Modelos teórico-experimentais sugeridos para coeficientes de pressão extremos ($C_{p\alpha}$) na posição $z/h = 0,06$ e $h = 0,09m$. 128

Figura 5.26 – Momentos estatísticos de primeira a quarta ordem das amostras de pressões. Modelos teóricos experimentais sugeridos para os coeficientes de pressão médio e flutuante na posição $y/l = 0,06$ e $h = 0,09m$. 130

Figura 5.27 – Modelos teórico-experimentais sugeridos para coeficientes de pressão extremos ($C_{p\alpha}$) na posição $y/l = 0,06$ e $h = 0,09m$. 131

Figura 5.28 – Comparação entre os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($C_{p0,1\%}$) e os modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES) para os espelhos e para os patamares com o objetivo de selecionar o MTES para determinação dos limites de incipiência à cavitação (LIPIC). _____ 133

Figura 5.29 – Evolução da parâmetro crítico de incipiência à cavitação (σ_{cr}) ao longo do escoamento (L/L_i) obtido pela equação de regressão do modelo teórico-experimental ajustado para os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores medidos nos espelhos dos degraus da calha com declividade 1V:0,75H e degraus com altura igual a 0,09 m. Transposição de dados para escala real. _____ 135

Figura 5.30 – Limites de incipiência à cavitação. Transposição dos resultados experimentais encontradas sob a forma de (a) vazão específica (q_{cr}) e (b) velocidade média crítica ($U_{m_{cr}}$) $h = 0,09$ m. Comparação com outros limites sugeridos na bibliografia. _____ 138

Figura 5.31 – Verificação da possibilidade de risco de cavitação incipiente pela aplicação dos LIPIC (proposição do presente estudo) _____ 139

Figura 5.32 – Efeito da aeração do escoamento no processo de atenuação das pressões extremas para os espelhos dos degraus. Comparação entre os modelos teórico-experimentais de previsão de coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade ($C_{p0,1\%}$) e 99,9% ($C_{p99,9\%}$) da calha 1V:0,75H, altura de degraus $h = 0,09$ m e $z/h = 0,06$ do presente estudo com os modelos de previsão de concentração média de ar de Matos (1999). _____ 143

Figura 5.33 – Efeito da aeração do escoamento no processo de atenuação das pressões extremas para os patamares dos degraus. Comparação entre os modelos teórico-experimentais de previsão de coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade ($C_{p0,1\%}$) e 99,9% ($C_{p99,9\%}$) da calha 1V:0,75H, altura de degraus $h = 0,09$ m e $y/l = 0,06$ do presente estudo com os modelos de previsão de concentração média de ar de Matos (1999). _____ 143

Figura 5.34 – Avaliação do início de atenuação das pressões flutuantes e extremas negativas nas tomadas de pressão localizadas nos espelhos dos degraus para: (a) e (b) $h = 0,06$ m (c) e (d); $h = 0,09$ m. _____ 144

Figura 5.35 – Padrão das pressões esperadas no interior da cavidade para (a) desvios-padrão; (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores; verificados no presente estudo. _____ 146

Figura 5.36 – Comparação dos dados obtidos para as calhas com degraus $h = 0,03$ m e $h = 0,09$ m. _____ 148

Figura 5.37 – Comparação dos dados obtidos para as calhas com degraus $h = 0,06$ m e $h = 0,09$ m nos paramentos verticais (a e c) e horizontais (b e d). _____ 149

Figura A.1. 1 - Calha com degrau de 0,03 m e declividade 1V:0,75H (a) posição dos degraus instrumentados com transmissores de pressão com coordenadas do canto interno; (b) detalhe das tomadas de pressões nos degraus. _____ A1

Figura A.1. 2 - Calha com degrau de 0,06 m e declividade 1V:0,75H (a) posição dos degraus instrumentados com transmissores de pressão com coordenadas do canto interno; (b) detalhe das tomadas de pressões nos degraus. _____ A1

Figura A.3. 1 – Adimensionalização das pressões nos patamares pela profundidade crítica do escoamento (d_c). _____ A7

Figura A.4. 1 - Comparação do histograma de frequência acumulado das amostras de pressões normalizadas (Z_i) para $d_c/h = 1,12$; $h = 0,09$ m; $s'_m = 48,9$ com a função de distribuição de probabilidade Normal. _____ A9

Figura A.5. 1 – Avaliação da influência do tempo de amostragem e metodologia na determinação de $P_{0,1\%}$. _____ A11

Figura A.5. 2 – Avaliação das diferenças entre os valores de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$) obtidos em diferentes tempos de amostragem (t_a). _____ A14

Figura A.5. 3 - Ajuste da função de distribuição de probabilidade acumulada (FDPC) Normal, de média nula e desvio-padrão unitário $N(0,1)$, aos erros normalizados ($Z_{\varepsilon 0,1\%}$) obtidos da subdivisão do registro de 12 horas de duração em 240 amostras de 3 minutos para $d_c/h = 1,68$; $0,07h$; $h = 0,06$ m; $s' = -0,74$; 1V:1H. _____ A14

Figura A.5. 4 - Comparação entre os resultados obtidos em 12 horas de amostragem na calha com declividade 1V:1H e os adquiridos na calha com 1V:0,75H e degraus iguais a $h = 0,06$ m e tempo de aquisição 3 minutos. _____ A16

Figura A.6. 1 - Estimativa dos erros na previsão dos (a) desvios-padrão ($\varepsilon_{\sigma_p - MTES}$) e das (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($\varepsilon_{P_{0,1\%} - MTES}$) pela aplicação dos modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os espelhos. _____ A19

Figura A.6. 2 – Estimativa dos erros na previsão dos (a) desvios-padrão (ε_{σ_p}) e das (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($\varepsilon_{P_{0,1\%}}$) pela aplicação dos modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os patamares. _____ A20

SUMÁRIO DE TABELAS

Tabela 3.1 – Limites de ocorrência do regime deslizante sobre turbilhões segundo diversos autores para calhas com declividade 1V:0,75H.	17
Tabela 3.2 – Parâmetros do modelo de previsão de pressões desenvolvido por Amador (2005).	59
Tabela 4.1 – Transmissores de pressão empregados.	79
Tabela 4.2 – Resumo da campanha experimental.	86
Tabela 5.1 – Frequências médias predominantes ($\overline{f_{p\phi}}$) e velocidades médias ($\overline{U_\phi}$) calculadas a partir do tempo médio entre os picos ($\overline{t_\phi}$) da função de correlação cruzada ($\phi_{p_1p_2}$) para $d_c/h = 4,09$; $s'_m = -8,2$ (montante da SACL).	108
Tabela 5.2 – Frequências médias predominantes ($\overline{f_{p\phi}}$) e velocidades médias ($\overline{U_\phi}$) calculadas a partir do tempo médio entre os picos ($\overline{t_\phi}$) da função de correlação cruzada ($\phi_{p_1p_2}$) para $d_c/h = 1,78$; $s'_m = 23,3$ (jusante da SACL).	108
Tabela 5.3 – Resultados dos ajustes de regressão dos coeficientes de pressão medidos nos espelhos dos degraus para a posição relativa na cavidade de $z/h = 0,06$; calha 1V:0,75H e altura dos degraus igual a $h = 0,09$ m. Parâmetros dos modelos teórico-experimentais descritos pela equação não-linear Sigmóide.	125
Tabela 5.4 – Resultados dos ajustes de regressão dos coeficientes de pressão medidos nos patamares dos degraus para a posição relativa na cavidade de $y/l = 0,06$; calha 1V:0,75H e altura dos degraus igual a $h = 0,09$ m. Parâmetros dos modelos teórico-experimentais descritos pela equação não-linear Sigmóide.	129
Tabela A.2. 1 - Valores críticos (C_r) para o teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov.	A6
Tabela A.5. 1 - Influência do tempo de amostragem (t_a) e metodologia na determinação de pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$), para $d_c/h = 1,68$; $0,07h$; $h = 0,06$ m; $s' = -0,74$; 1V:1H.	A12
Tabela A.5. 2 - Análise do tempo de permanência de pressões consecutivas inferiores a $P_{0,1\%}$ e frequência de ocorrência desses eventos.	A16

ABREVIATURAS		
CAPES		Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior;
CCR		Concreto compactado a rolo;
CCV		Concreto convencional vibrado;
CNPQ		Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico;
FDAW		Função de distribuição de probabilidade de mínimos acumulada de Weibull;
FDE		Função de densidade espectral;
FDEA:		Função de densidade espectral adimensionalizada;
FDPN:		Função de distribuição de probabilidade Normal;
FDPNA		Função de distribuição de probabilidade Normal acumulada;
FURNAS		Furnas Centrais Elétricas S.A.;
IPH/UFRGS		Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul;
IST/UTL		Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa (Portugal);
LIPIC		Limites de incipiência a cavitação;
LNEC		Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa – Portugal);
MTES		Modelo teórico-experimental sugerido;
P&D		Pesquisa e Desenvolvimento;
RDZ		Regime de escoamento deslizante (<i>Skimming flow</i>);
RG1		Trecho de crescimento das pressões extremas;
RG2		Trecho de atenuação e uniformização das pressões extremas;
RQS		Regime de escoamento em quedas sucessivas (<i>Nappe flow</i>);
RTR		Regime de escoamento de transição entre RQS e RDZ;
SACL		Seção de afloramento da camada limite;
TF		Transformada de Fourier.
UHE:		Usina Hidroelétrica.

LATINAS MINÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
$a_1; a_2; a_3; a_4$		parâmetros de ajuste da equação de regressão dos MTES;
c_a		coeficiente de assimetria das pressões obtidas pelo registro de um sinal analógico/digital;
c_f		coeficiente de fricção;
d	[m]	profundidade equivalente de água definida por: $d = \int_0^{d_{90}} (1-C) dY$;
d^*	[m]	profundidade do escoamento obtida através de uma ponta linimétrica podendo caracterizá-la como $d < d^* \leq d_{90}$;
$d_1; d_2$	[m]	profundidade conjugada rápida e lenta do ressalto hidráulico livre, respectivamente;
d_{90}	[m]	profundidade característica do escoamento onde a concentração média de ar é igual a 90%;
d_c	[m]	profundidade crítica do escoamento;
d_i	[m]	profundidade equivalente de água na seção de afloramento da camada limite;
f	[Hz]	freqüência;
f_a	[Hz]	freqüência de aquisição das pressões;
f_{ej}	[Hz]	freqüência de ejeção de fluido da cavidade, definido por Chanson e Toombes (2001);
f_{ar}		fator de resistência de Darcy-Weisbach obtido em conduto de ar escalonado;
f_d		fator de resistência ao arrasto;

LATINAS MINÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
f_{d90}		fator de resistência de Darcy-Weisbach definido pela profundidade característica do escoamento (d_{90});
f_{eq}		fator de resistência de Darcy-Weisbach definido para vertedouros em degraus;
$f_{eq,b}$		fator de resistência de Darcy-Weisbach considerando-se somente a macrorugosidade do fundo;
f_L		fator de resistência de Darcy-Weisbach do escoamento verificado em um vertedouro em degraus com soleira lisa;
f_{sar}		fator de resistência de Darcy-Weisbach num escoamento deslizante sobre turbilhões em vertedouros em degraus sem ar emulsionado;
$\overline{f_{t_{pe}}}$	[Hz]	freqüência média de eventos onde as pressões consecutivas são menores que o valor de referência $P_{0,1\%}$;
f_p	[Hz]	freqüência dominante nas amostras de pressões registradas;
$\overline{f_{p\phi}}$	[Hz]	freqüência dominante determinada pelo período médio entre os picos da função de correlação cruzada de duas amostras de pressões aleatórias simultaneamente adquiridas;
g	[m.s ⁻²]	aceleração da gravidade, cujo valor adotado neste trabalho foi 9,79297 m/s ² (LE);
h	[m]	altura do degrau;
h_{opt}	[m]	valor ótimo da altura do degrau em que a dissipação de energia é máxima;
$j = \sqrt{-1}$		unidade imaginária;
k	[m ² .s ⁻²]	energia cinética turbulenta;

LATINAS MINÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
k'_s	[m]	rugosidade de superfície devido ao cisalhamento do escoamento;
k_s	[m]	rugosidade de forma do vertedouro em degraus ($k_s = h \cdot \cos \theta$);
k_u		coeficiente de curtose das pressões obtidas pelo registro de um sinal analógico/digital;
l	[m]	comprimento do patamar do degrau;
$n_{classes}$		número de classes empregadas no histograma de frequência segundo recomendação de Sturges (1926), definido por: $n_{classes} = 1 + 3,3 \cdot \log_{10} N$;
q	[m ² .s ⁻¹]	vazão específica;
q_{cr}	[m ² .s ⁻¹]	é a vazão específica crítica que dá origem a pressões da ordem da tensão de vapor da água;
r		coeficiente de correlação do ajuste de equação de regressão;
s'		posição longitudinal adimensional definida por Matos (1999), com origem na seção de afloramento da camada limite ($s'=0$), definido como: $s' = \frac{(L - L_i)}{d_i}$;
s'_m		posição longitudinal adimensional s' média, cujo valor é a metade do comprimento da cavidade ($L_{cav} = h / \sin \theta$);
t_a	[s]	tempo de aquisição das pressões;
t_{def}	[s]	tempo de defasagem definido por: $t_{def} = m / f_a$, onde m são as defasagens obtidas pela função de correlação cruzada;

LATINAS MINÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
$\overline{t_\phi}$	[s]	período médio entre os picos da função de correlação cruzada de duas amostras de pressões aleatórias simultaneamente adquiridas;
$\overline{t_{pe}}$	[s]	duração de “implusos” extremos de pressões negativas, cujo valor de referência $P_{0,1\%}$;
$t_v; t_{v\ rel.}$	[N.m ⁻²]	tensão absoluta e relativa de vapor da água, respectivamente;
u_*	[m.s ⁻¹]	velocidade de cisalhamento definida como: $u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho_m}$;
v'	[m.s ⁻¹]	flutuação da velocidade perpendicular a superfície da linha de água;
v_b	[m.s ⁻¹]	velocidade ascensional das bolhas de ar;
$v_{b,hyd}$	[m.s ⁻¹]	velocidade ascensional das bolhas em regime hidrostático;
$w[n]$		tamanho da janela na $\hat{E}_{pp}^W(f)$, definida pelo número de pontos (n) empregados;
x	[m]	coordenada transversal com origem na margem direita do vertedouro;
y	[m]	coordenada horizontal de origem na extremidade externa do espelho dos patamares, com o sentido de crescimento para o interior da cavidade;
z	[m]	coordenada vertical de origem na extremidade externa do espelho dos degraus, com o sentido de crescimento para o interior da cavidade.

LATINAS MAIÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
Ca		número adimensional de Cauchy, definido por: $Ca = \rho \frac{U_m^2}{E}$;
C		relação média temporal em uma determinada altura da profundidade do escoamento entre o volume de ar e o volume de água;
C_m		concentração média de ar, dada pela proporção entre o volume médio de ar e o volume médio de água numa determinada posição longitudinal do escoamento;
\overline{C}_i		concentração média de ar na seção de afloramento da camada limite;
\overline{C}_u		concentração média de ar na região de escoamento uniforme;
C_s		concentração média de ar na pseudo-soleira;
$C_{p\alpha}$		coeficiente de pressão com α de probabilidade de ocorrência das amostras de pressões registradas, definido por: $C_{p\alpha} = \frac{P_\alpha}{\frac{U_m^2}{2g}}$
C_{p_m}		coeficiente de pressão médio das amostras de pressões registradas, definido por: $C_{p_m} = \frac{P_m}{\frac{U_m^2}{2g}}$;
Cr		valor crítico fornecido por Kolmogorov-Smirnov para o teste de aderência;
C_{σ_p}		coeficiente de pressão flutuante das amostras de pressões registradas, definido por $C_{\sigma_p} = \frac{\sigma_p}{\frac{U_m^2}{2g}}$
D_h	[m]	diâmetro hidráulico;
$D_{h,w}$	[m]	diâmetro hidráulico determinado pela profundidade equivalente de água (d);

LATINAS MAIÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
D_{if}		máxima diferença entre o ajuste empírico probabilístico e o da distribuição de Weibull, definido por: $D_{if} = \max_{i=1}^n \left[\left i/N_{min} - F(P_{min}/\gamma^{(i)}) \right \right]$, empregado no teste de aderência de Kolmogorov–Smirnov;
D_t		difusividade turbulenta no sentido perpendicular ao escoamento;
D_{tp}	[m]	distância entre duas tomadas de pressões tendo como origem a tomada de pressão localizada na posição adimensional y/l igual 0,06;
E	[N.m ²]	módulo da compressibilidade volumétrica;
$E(\cdot)$		designação do valor esperado para uma dada função ou operação matemática;
E_0	[m]	energia a montante do vertedouro (energia específica potencial), definido por: $E_0 = H + 1,5 \cdot d_c$;
$\hat{E}_{PP}^W(f)$	[m ² .Hz ⁻¹]	função de densidade espectral determinada pelo periodograma médio de Welch;
E_r	[m]	energia cinética residual;
Fr		número adimensional de Froude, definido por: $Fr = \frac{q}{\sqrt{g d^3}}$;
Fr_*		número adimensional de Froude rugoso, definido por: $Fr_* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen } \theta \cdot k_s^3}}$;
H	[m]	altura do vertedouro;
H_0		hipótese nula do teste de aderência do teste de Kolmogorov–Smirnov;
K		$1/K$ é o coeficiente adimensional de expansão da camada limite;
L	[m]	comprimento da pseudo-soleira do vertedouro considerando como origem a crista da ogiva;

LATINAS MAIÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
L_{cav}	[m]	comprimento da cavidade definido por: $L_{cav} = h/\text{sen}\theta$;
L_i	[m]	comprimento da pseudo-soleira da crista da ogiva até a seção de afloramento da camada limite;
$L_{i;C=0,01}$	[m]	comprimento da pseudo-soleira até o ponto de início da aeração onde a concentração média de ar no pseudofundo é 0,01;
N_d		número de degraus existente num vertedouro ou canal;
N_e		constante associada ao expoente do perfil de velocidade definida a montante da seção de afloramento da camada limite;
N_{min}		número de valores mínimos independentes empregados no teste de aderência de Kolmogorov–Smirnov;
P_{atm}	[N.m ⁻²]	pressão atmosférica absoluta igual a 10,33 m.c.a.;
P_α	[N.m ⁻²]	pressão com certa probabilidade α de ocorrência de valores inferiores;
P_{cr}	[N.m ⁻²]	pressão crítica na qual os núcleos gasosos microscópicos se transformam em cavidades instáveis crescentes, sem que a pressão externa sofra alteração;
P_i	[N.m ⁻²]	pressão aleatória obtida a partir de uma certa frequência de aquisição f_a num instante i ;
P_m	[N.m ⁻²]	valor médio das pressões obtidas pelo registro de um sinal analógico/digital;
P_{min}/γ	[m]	valor mínimo de pressão retirado de uma amostra com duração Δt e frequência de aquisição f_a ;
$\overline{P_{min}/\gamma}$	[m]	valor médio da amostra de pressões mínimas independentes entre si;
$P[n]$	[N.m ⁻²]	amostra de pressões aleatórias registradas a uma certa frequência de aquisição f_a com n pontos;
$P_{rb}[\varepsilon_{0,1\%}]$	[%]	probabilidade de ocorrências de $\varepsilon_{0,1\%}$;

LATINAS MAIÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
P_{ref}	[N.m ⁻²]	pressão absoluta em um ponto de referência do fluxo afastado da zona de cavitação;
Re		número adimensional de Reynolds, definido por: $Re = \rho \frac{q}{\mu}$
Re_{tr}		número adimensional de Reynolds de transição de uma camada cisalhante turbulenta definido por Dimotakis (2005) igual a $Re_{tr} \approx 1 - 2 \times 10^4$;
S_f		declividade da linha de energia do escoamento;
Sh		número adimensional de Strouhal, definido por: $Sh = \frac{f \cdot d}{U_m}$;
Sh_p		número adimensional de Strouhal dominante nas amostras de pressões registradas;
Y_{ε_d}	[m]	coordenada vertical em relação ao pseudofundo deslocada de uma distância ortogonal ε_d a essa posição, de modo que U_m varia linearmente com $\log(Y_{\varepsilon_d})$ e com a velocidade de cisalhamento;
U	[m.s ⁻¹]	velocidade em um ponto do escoamento;
U_o	[m.s ⁻¹]	velocidade potencial;
U_c	[m.s ⁻¹]	velocidade associada à profundidade crítica;
U_i	[m.s ⁻¹]	velocidade na seção de afloramento da camada limite;
U_m	[m.s ⁻¹]	velocidade média do escoamento;
U_{max}	[m.s ⁻¹]	maior velocidade média medida ao longo de uma profundidade em uma seção do escoamento;
U_{m-cr}	[m.s ⁻¹]	velocidade média crítica que leva a ocorrência de pressões da ordem da tensão de vapor da água;

LATINAS MAIÚSCULAS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
\overline{U}_ϕ	[m.s ⁻¹]	velocidade média de propagação dos picos da função de correlação cruzada de duas amostras de pressões aleatórias adquiridas simultaneamente, entre duas tomadas de pressões separadas por D_{tp} ;
U_{ref}	[m.s ⁻¹]	velocidade do fluido no ponto de referência onde ocorre a P_{ref} ;
We		número adimensional de Weber, definido por: $We = \frac{\rho U_m^2 (h/\sin\theta)}{\sigma_s}$;
Y	[m]	coordenada vertical em relação à profundidade do escoamento;
Y^*	[m]	coordenada vertical em relação a profundidade do escoamento, definida por: $Y^* = Y + k_s$;
$Y_{0,1}; Y_{0,5}; Y_{0,9}$	[m]	coordenada vertical de um ponto de um perfil Bradley;
Y_i	[m]	profundidade do escoamento onde a concentração média de ar no pseudofundo é 0,01;
$Y_{U_{max}}$	[m]	profundidade do escoamento onde a velocidade medida é máxima;
Z	[m]	coordenada vertical cuja origem é a crista da ogiva do vertedouro;
$Z_{\varepsilon 0,1\%}$	[-]	número gaussiano dos $\varepsilon_{0,1\%}$;
Z_i	[-]	número gaussiano obtido pelo registro de uma pressão aleatória com uma frequência de aquisição (f_a) num instante i .

LETRAS GREGAS E CARACTERES ESPECIAIS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
α		probabilidade de ocorrência de um evento aleatório;
α_c		coeficiente de Coriolis;
α_t		intervalo de confiança empregado no teste de Kolmogorov–Smirnov;
β		coeficiente de Bousinesq;
Δt	[s]	incremento de tempo em que são obtidos valores de pressões mínimos independentes entre si para aplicação da distribuição de probabilidade de Weibull;
δ	[m]	espessura da camada limite;
ξ		coeficiente de correção da altura cinética;
$\varepsilon_{0,1\%}$		diferença entre duas pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência obtidas em amostras de 3 minutos de duração e 12 horas de registros;
$\varepsilon_{0,1\%_MTES}$	[%]	diferença percentual entre os dados experimentais e o MTES desenvolvido para os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência;
$\varepsilon_{\sigma_p_MTES}$	[%]	diferença percentual entre os dados experimentais e o MTES desenvolvido para os coeficientes de pressão flutuante;
ϕ_b	[m]	diâmetro das bolhas de ar;
ϕ_s	[m]	diâmetro da sonda condutiva com duas pontas empregada por Chanson e Gonzalez (2004);
ϕ_{tp}	[m]	diâmetro do orifício da tomada de pressão;
ϕ_{pp}		função de autocorrelação;

LETRAS GREGAS E CARACTERES ESPECIAIS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
$\phi_{P_1 P_2}$		função de correlação cruzada entre duas amostras aleatórias registradas simultaneamente;
$\hat{\phi}_{P_1 P_2}$		estimativa da função de correlação cruzada entre duas amostras aleatórias registradas simultaneamente;
γ	[N.m ⁻³]	peso específico da água;
Γ		função Gama;
λ_{red}		escala de redução de modelos físicos;
κ		parâmetro da função Gama Γ empregada na distribuição de probabilidade de mínimos de Weibull;
μ	[kg.m ⁻¹ .s ⁻¹]	coeficiente de viscosidade da água;
ρ	[kg.m ⁻³]	massa específica da água;
$\rho_m; \overline{\rho}_m$	[kg.m ⁻³]	massa específica e seu valor médio da mistura ar-água, respectivamente;
σ		índice de cavitação;
σ_{cr}		índice de cavitação crítico;
$\sigma_{ U }$	[m.s ⁻¹]	desvio-padrão do módulo da velocidade do escoamento;
σ_p^2	[N ² .m ⁻⁴]	variância amostral do registro de pressões;
$\sigma_{f_{1pe}}$	[Hz]	desvio padrão das frequências médias de eventos onde as pressões consecutivas são menores que o valor de referência $P_{0,1\%}$;

LETRAS GREGAS E CARACTERES ESPECIAIS		
Símbolo:	Unidade:	Descrição:
σ_p	[N.m ⁻²]	desvio padrão das pressões obtidas pelo registro de um sinal analógico/digital;
σ_s	[N.m ⁻¹]	tensão superficial da água;
θ	[°]	ângulo da calha vertente com a horizontal;
$\nu_w ; \varepsilon_w$	[m]	parâmetros da distribuição de probabilidade de mínimos de Weibull;
τ_0	[N.m ⁻²]	tensão de cisalhamento;
ω_z	[s ⁻¹]	vorticidade;
*		designação matemática do valor conjugado complexo.

1. APRESENTAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

Até 1970, o conhecimento sobre as características do escoamento sobre degraus estava aquém do necessário para o adequado dimensionamento de estruturas em degraus. Desde então, diversos modelos físicos foram construídos e vários padrões observados. Os pesquisadores começaram a se defrontar com a complexidade dos diferentes tipos de escoamentos ocorrentes sobre a calha e suas peculiaridades.

Em 1980 existiam apenas duas barragens em Concreto Compactado com Rolo (CCR) em todo o mundo e, após 1986, já eram 15 no total. No final de 1996, 150 barragens podiam ser listadas e 17 delas só no Brasil (**Andriolo, 1998[8]**). Atualmente, o CCR tem sido discutido, projetado e utilizado em diversos países do Mundo. A ampla aceitação das barragens de CCR pode ser explicada pelas grandes vantagens tecnológicas e a expressiva redução de custos (20 a 50%) em relação a barragens em Concreto Convencional Vibrado (CCV). Os vertedouros em degraus vieram, então, complementar as expectativas do mercado. A possibilidade de aproveitar as camadas para delinear o perfil dos vertedouros, auxiliando a dissipação de energia, fez com que, até 2003, 30% das barragens construídas em CCR tivessem descarregadores em degraus (**Amador et al., 2004[3]**).

Esta tese faz parte de um Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado “Características do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus”, desenvolvido em parceria entre Instituto de Pesquisas Hidráulicas/Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH) e Furnas Centrais Elétricas S.A. (FURNAS), decorrentes da Lei Federal 9.991 do ano de 2000.

Dentre algumas diretrizes desse projeto, estava previsto o estudo da distribuição de pressão na cavidade interna do degrau e sua variação ao longo do vertedouro com interesse na identificação de processos de incipiência de cavitação, até então limitada a poucos estudos. Trabalhos prévios relacionados ao P&D, **Sanagiotto (2003)[107]** e **Dai Prá (2004)[41]**, caracterizaram o campo de pressão médio ocorrido nos degraus dessas estruturas.

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação dos Doutores Marcelo Giulian Marques e Luiz Augusto Magalhães Endres, com a participação do Instituto Superior Técnico (IST) e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) – Lisboa, Portugal, sob a orientação dos Doutores Jorge de Saldanha Matos (IST) e José Falcão de Melo (LNEC).

O trabalho desenrolou-se em duas etapas principais: (i) aquisição de dados experimentais através do uso de modelos físicos bidimensionais; (ii) tratamento e análise de dados obtidos em três calhas de vertedouros com declividade 1V:0,75H e diferentes alturas dos degraus que são: 0,03 m; 0,06 m e 0,09 m. Esses dados resultaram no ajuste de modelos teórico-experimentais de previsão de pressão (MTES), direcionados para a identificação de problemas relacionados à incipiência de cavitação.

Basicamente, a relevância do estudo é sustentada pelas seguintes premissas: (a) associação da tecnologia de concreto compactado a rolo (CCR) com as economias provenientes da adoção de um perfil escalonado no vertedouro, já mencionado; (b) capacidade de dissipação de energia do escoamento vertente ao longo da soleira e, conseqüente, diminuição das dimensões das bacias de dissipação; (c) ausência de um consenso na identificação de limites relacionados a fenômenos de cavitação pela modelagem física de vertedouros em degraus.

2. OBJETIVOS DO ESTUDO

A busca do entendimento das características do escoamento sobre vertedouros em degraus tem assumido um papel cada vez mais importante nos últimos anos, tanto pelo lado da segurança como pela durabilidade dessas obras.

Os danos causados pela macroturbulência de escoamento em alta velocidade, observados em vertedouros e estruturas de dissipação de energia (UHE Porto Colômbia - Brasil, Barragem de Malpaso - México, Barragem de Karun – Irã, dentre outras), vêm levando os pesquisadores a procurar uma melhor compreensão sobre o fenômeno de cavitação.

No caso de vertedouros em degraus, onde as discontinuidades do contorno sólido e as variações convectivas e temporais da mistura “ar-água” são ainda mais preocupantes do que as ocorridas nas estruturas mencionadas. Existe, atualmente, uma preocupação preventiva na determinação dos limites de uso dessas estruturas, demonstrada naturalmente pelos valores restritivos de vazões específicas empregadas para dimensionamento.



Figura 2.1 – Cavitação no vertedouros da Barragem de Karun – Irã (Fonte: <http://www.vaw.ethz.ch>, acesso 07/08/2006).

Portanto, o OBJETIVO PINCIPAL DO ESTUDO É APRESENTAR UMA CARACTERIZAÇÃO E MODELAÇÃO DOS CAMPOS DE PRESSÕES FLUTUANTES E EXTREMAS ATUANTES EM VERTEDOUROS ESCALONADOS COM DECLIVIDADE $IV:0,75H$, DISTRIBUÍDAS AO LONGO DE CALHA, COM DIFERENTES DIMENSÕES DE DEGRAUS, VISANDO TAMBÉM ANALISAR CONDIÇÕES DE INICIÊNCIA À CAVITAÇÃO PARA ESSAS ESTRUTURAS.

Os objetivos secundários tratam dos passos necessários para alcançar a meta geral acima delineada. Podem ser relacionados:

- (a) Concepção de estruturas vertentes condizentes com as atuais necessidades verificadas nas obras de barragens;
- (b) Desenvolvimento de instalação experimental tal que possibilite uma adequada caracterização do regime de escoamento deslizante, direcionado a proposta original de identificação de condições propícias ao aparecimento de cavitação;
- (c) Análise dos dados obtidos, verificando as principais variáveis intervenientes no fenômeno estudado;
- (d) Modelação do campo de pressão ao longo da calha;
- (e) Apresentação de limites de incipiência à cavitação, baseados nas medições de pressão nas soleiras dos degraus, principalmente no trecho não-aerado do escoamento.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados diversos assuntos referentes ao escoamento sobre vertedouros em degraus, objetivando considerações sobre os temas mais pertinentes à caracterização do campo de pressões.

3.1. PANORAMA GERAL DO DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO DE VERTEDOUROS E CANAIS EM DEGRAUS

Chanson (1995)[27], realizando uma pesquisa histórica sobre calhas escalonadas, verificou que os vertedouros em degraus mais antigos que se têm notícia são os encontrados na Arkananian, na Grécia, construído em 1300 a.C. (Figura 3.1) e as barragens localizadas no rio Khosr, no Iraque. Os romanos, os engenheiros mouros e, depois, os espanhóis adquiriram experiência em construções desse tipo e as espalharam pela Europa e pela América. Obras desse gênero ainda podem ser vistas no México, construídas nos séculos XVIII e XIX. Também foi constatado o domínio dos Incas nessas construções. **Chanson (1995)[27]** salientou o grande conhecimento hidráulico desse povo no dimensionamento de estruturas desse gênero.



Figura 3.1 - Barragem na Arkananian, Grécia (1300 a.C.). (Fonte: Chanson, 2002).

A partir da década de 70, com o advento do Concreto Compactado a Rolo (CCR) nas construções de barragens (Figura 3.2), tornou-se possível construir essas estruturas de forma mais barata e mais rápida do que as antigas em concreto convencional vibrado (CCV). As maiores economias das barragens de CCR em relação ao CCV decorrem da redução do tempo de construção e da matéria prima necessária para as construções. Segundo **Hansen (1987)[63]**, o marco significativo na implantação dessa tecnologia iniciou com as barragens de Shimajigawa no Japão e Willow Creek nos EUA, em 1982. Na atualidade, podem ser

verificadas obras desse tipo com alturas superiores a 120 m e volumes de concreto maiores que 10^6 m³, conforme apresentado por **Sarkaria e Andriolo (1995)**[111].



Figura 3.2 – (a) Barragem de São Bento – Casan – SC, Brasil. Alturas dos degraus de 0,60 m e do vertedouro 50 m. Cortesia da Magna Engenharia Ltda.; (b) reabilitação da Barragem de Standley Lake - Westminster, Colorado, EUA (Fonte: <http://www.asircc.com/page3.html>, acesso 07/08/2006).

Possivelmente, um dos primeiros trabalhos sistemáticos orientados ao entendimento do escoamento sobre canais escalonados data da época de Leonardo da Vinci (Figura 3.3). Mais tarde, têm-se ainda **Poggi (1949)**[98] apud **Matos (1999)**[81], **Essery e Horner (1978)**[46] apud **Matos (1999)**[81] e **Peyras et al. (1992)**[95]. Sucedem **Frizell e Melford (1991)**[53], **Tozzi (1992)**[118] e, com maior relevo, **Chanson (1994)**[28].

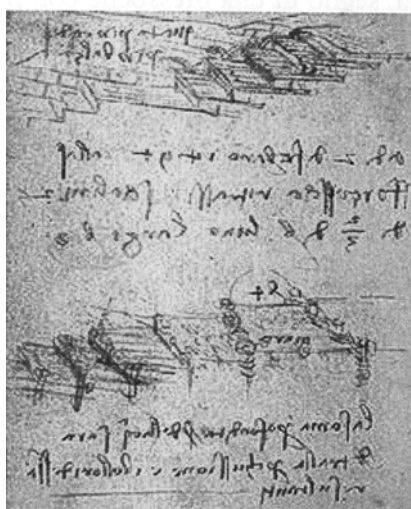


Figura 3.3 - Leonardo da Vinci, 1493-94. Codice Ms-H La scala d'acqua di Vigevano (Fonte: Renna, 2004).

Nos anos 90, os estudos se concentraram na caracterização de propriedades da mistura ar-água e de dissipação de energia ao longo dos degraus, a exemplo de **Chanson (1993)[30]**, **Matos (1999)[81]**, **Chamani e Rajaratnam (1999)[20]**, **Chanson (2002)[31]**, **Chanson e Toombes (2002)[35]**, **Chanson et al. (2002)[37]**, **Boes e Hager (2003)[17]**, dentre outros.

Atualmente, há grande interesse no desenvolvimento dos trabalhos iniciais de **Pravdivets e Bramley (1989)[100]** para utilização de tapetes de blocos pré-fabricados em forma de cunha em barragens em aterros. As instituições responsáveis pelas patentes existentes são: (i) Rússia: Instituto de Engenharia Civil de Moscovo; (ii) EUA: USBR, *Colorado State University* e *Electrical Power Institute*; (iii) Inglaterra: Universidade de Salford e *Construction Industry and Research Association (CIRIA)*. Os ensaios realizados por **Manso e Schleiss (2002)[74]** no laboratório da *Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne* (Suíça), e dos testes elaborados em decorrência do “Estudo detalhado sobre a construção de vertedouros de cheia em blocos pré-fabricados sobre barragens de aterro” no Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelo engenheiro António Relvas (Figura 3.4) e Prof. António Pinheiro, fomentado pelos estudos de **Pinheiro e Relvas (1999)[96]**, **Frizell et al. (2000)[54]**, **Pinheiro et al. (2003)[97]**, investigam limitações e possibilidades na aplicação dessa tecnologia.



Figura 3.4 – Modelo experimental construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no âmbito do programa de investigação para o “Estudo detalhado sobre a construção de vertedouros de cheia em blocos pré-fabricados sobre barragens de aterro” promovido pelo Instituto Superior Técnico, LNEC e Instituto da Água (Portugal). Cortesia do Engenheiro A. T. Relvas e Professor A. N. Pinheiro.

Nessa linha de inovação construtiva, **André (2004)[6]** estudou novas configurações de degraus de forma a maximizar o processo de dissipação do energia, identificando padrões de escoamentos (*internal jets*) até então desconhecidos (Figura 3.5 e Figura 3.6 a). **André e Matos (2005)[4]** avaliaram o efeito da parede lateral oblíqua no escoamento sobre calhas escalonadas.

Ainda podem ser salientados os estudos de **Chanson e Gonzalez (2004)[32]** que estão avaliando o efeito de estruturas posicionadas transversalmente nas cavidades do campo de velocidades e concentração de ar (Figura 3.6 b), concluídos em **Gonzalez (2005)[60]**.

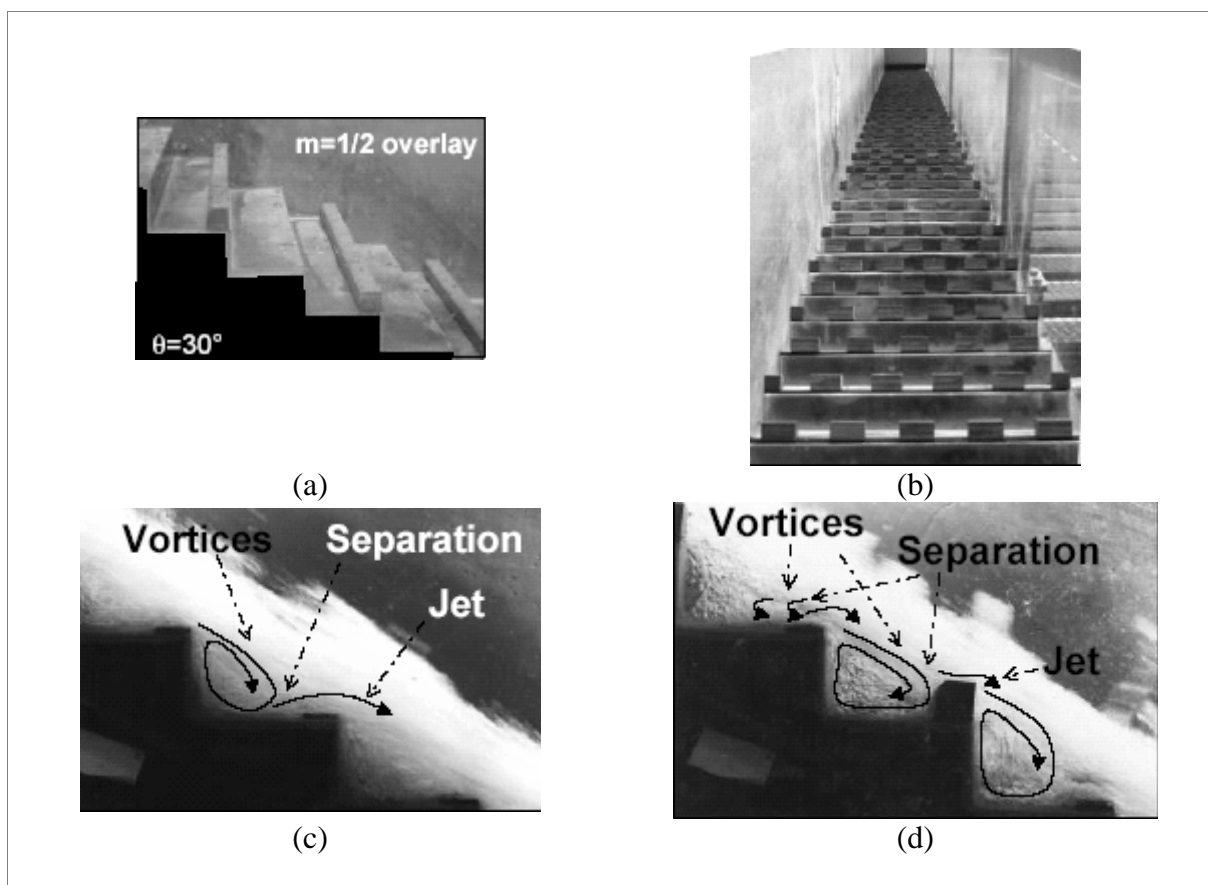


Figura 3.5 – Configurações do estudo de André (2004) e suas visualizações do padrão do escoamento (Fonte: André, 2004).

Os principais estudos relacionados ao delineamento do campo de pressão em soleiras de degraus, que são: **Tozzi (1992)[118]**, **Olinger (2001)[91]**, **Sánchez-Juny (2001)[108]** e **Amador (2005)[1]**, focaram na identificação dessas grandezas ao longo do vertedouro.

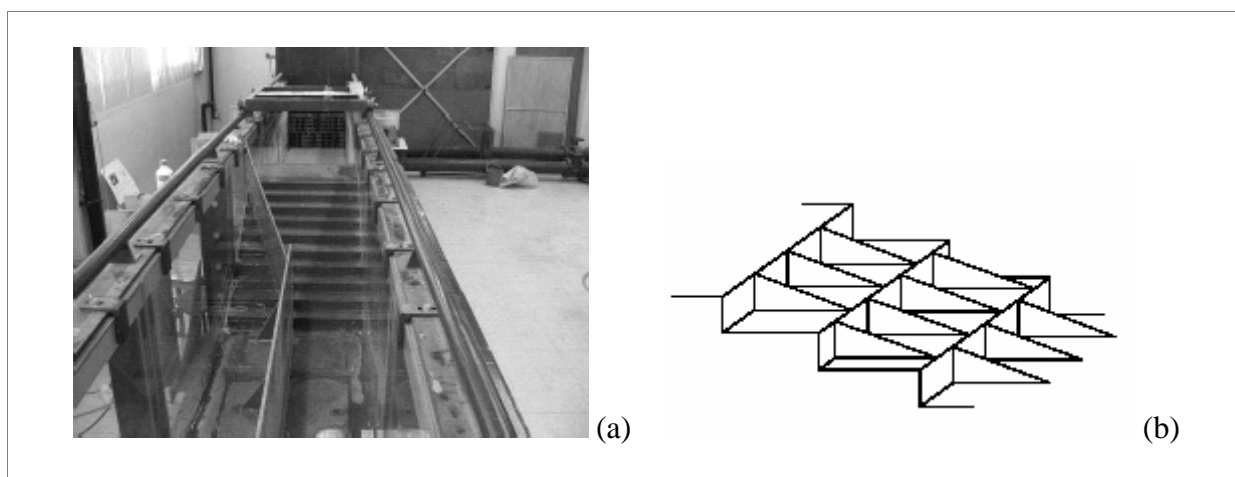


Figura 3.6 – Novas perspectivas relacionados a calhas escalonadas. (a) André e Matos (2004); (b) Chanson e Gonzalez (2004).

Nos últimos 30 anos, intensificaram-se os estudos dos escoamentos em vertedouros em degraus e poderia ser relacionada ampla atuação de pesquisadores renomados na caracterização desses fenômenos (Chanson, 2006[29]). Portanto, de nenhuma forma, a revisão bibliográfica aqui apresentada conseguiria englobar, detalhadamente, todos os estudos.

3.2. O ESCOAMENTO SOBRE CANAIS EM DEGRAUS

O grande interesse no emprego de estruturas escalonadas como vertedouros advém da sua capacidade de dissipar parte da energia do escoamento ao longo de sua calha. Isso possibilita o dimensionamento de menores bacias de dissipação, reduzindo os custos de construção.

Os escoamentos sobre calhas em degraus podem ser divididos em três tipos principais, correlacionados, basicamente, com concentração de vazão passante sobre as calhas: (i) escoamentos em quedas sucessivas - baixas vazões específicas - (**RQS**); (ii) de transição (**RTR**) e (iii) deslizantes - altas vazões específicas - (**RDZ**). O primeiro regime é, usualmente, denominado pela literatura em língua inglesa como *Nappe flow*, e o último como *Skimming flow*, respectivamente. Ambos serão denominados neste estudo como definido *a priori*.

Em RQS (regime de escoamento em quedas sucessivas), o escoamento sobre a calha em degrau se processa através da queda sucessiva contínua da veia hídrica sobre cada degrau. Este pode sofrer certas variações segundo as vazões passantes, alturas de degraus e declividades da calha. Basicamente, a dissipação da energia ocorre pela quebra ou

espalhamento da veia hídrica nos degraus, com a formação ou não de ressalto hidráulico completo ou parcial. Maiores detalhes podem ser obtidos em **Peyras et al. (1992)[95]**.

O RDZ (regime de escoamento deslizante) inicia-se a partir do aumento da vazão, quando não mais se verifica a presença de escoamento em quedas sucessivas. A cavidade interna formada pelos cantos externos dos degraus e o escoamento principal encontra-se totalmente preenchida. A principal característica desse regime é a formação de estruturas coerentes (macrovórtices) aprisionados nessa cavidade. A energia do escoamento nesse fenômeno é dissipada pela manutenção desses vórtices. Este será o regime estudado nesse trabalho.

A interação fronteira sólida e essas estruturas irão variar segundo as vazões vertentes e declividades das calhas, conforme pode ser observado na Figura 3.7 e comentado nos próximos itens.

3.2.1. Interação camada cisalhante - degrau

Para calhas onde o paramento horizontal (patamar) é maior que o paramento vertical (espelho), a cavidade é menos protegida do escoamento principal do RDZ. Devido a isso, a formação de vórtice estável é prejudicada dando lugar a uma camada cisalhante tridimensional instável. Esta camada pode atuar somente num degrau, Figura 3.7 (a), ou estender sua influência sobre outros adjacentes, Figura 3.7 (b), conforme o aumento da declividade da calha e da vazão.

Quando essa camada atua somente sobre um patamar do degrau (Figura 3.7 a), a força de arrasto/cisalhamento causada por uma interferência camada cisalhante–degrau é responsável pela dissipação parcial da energia do escoamento principal. Este padrão foi denominado por **Chanson (1994)[28]** como Regime de Interferência camada cisalhante – degrau.

3.2.2. Interação camada cisalhante - camada cisalhante

À medida que a declividade ou vazão aumenta, a camada cisalhante começa a interferir no próximo degrau e as forças de cisalhamento atuantes no degrau desaparecem (Figura 3.7 b). Segundo **Chanson (1994)[28]**, este fenômeno pode ocorrer em declividades próximas a 27°. Este padrão de escoamento foi designado como Regime de Interferência camada cisalhante - camada cisalhante por esse último autor.

3.2.3. Vórtices estáveis

O Regime de vórtices estáveis é formado a partir de declividades de calha acentuadas, acima de 27° (Figura 3.7 c). Os vórtices gerados são estruturas tridimensionais, estáveis e transversais aos degraus que são mantidos pela troca de energia com o escoamento principal. Dessa forma, parte da energia do escoamento é dissipada.

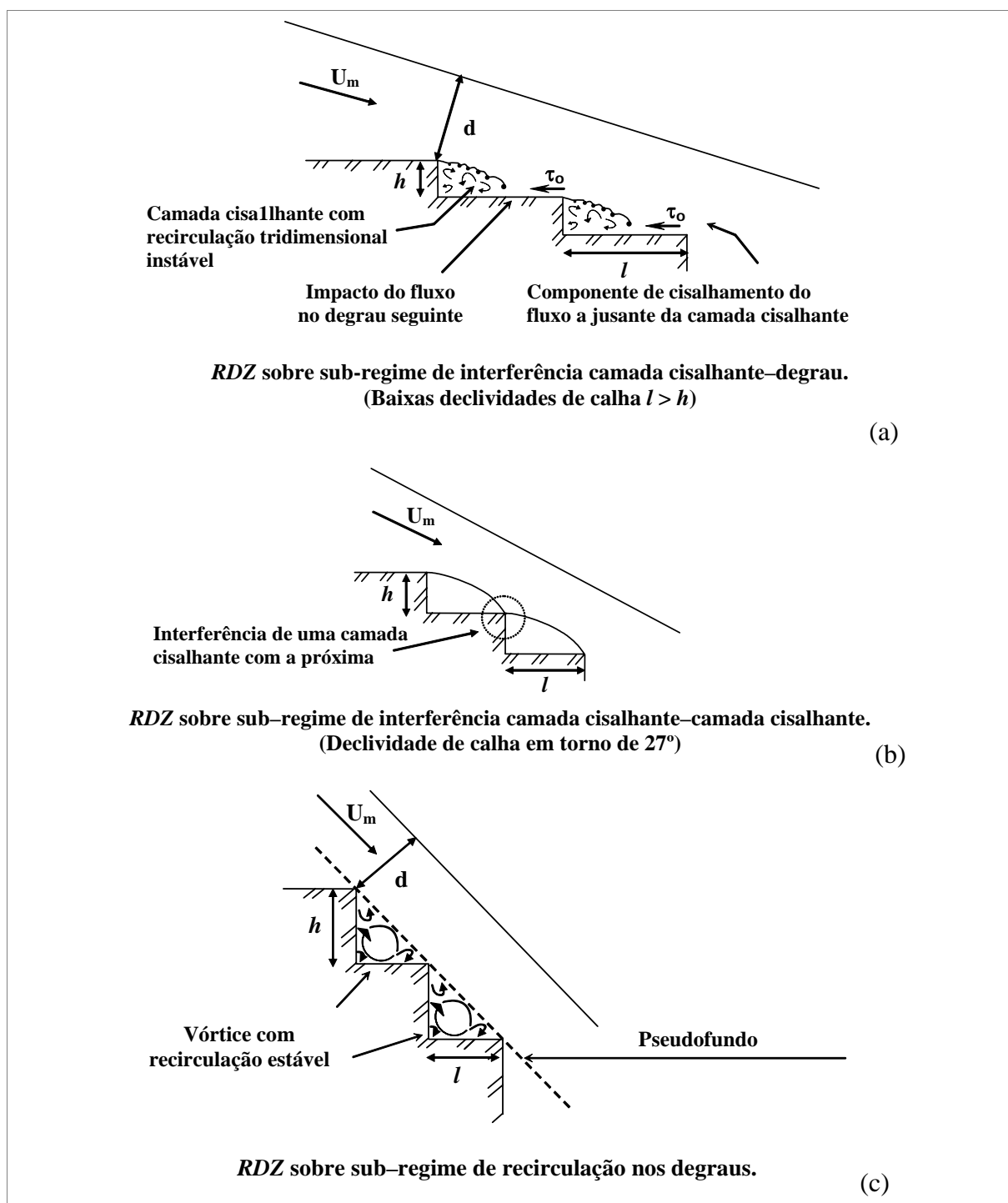


Figura 3.7 - Desenhos esquemáticos de alguns tipos de escoamentos deslizantes (RDZ) ocorrentes em calhas em degraus. (Fonte e adaptado: Chanson, 1994).

3.2.4. Escoamento sobre vertedouros em degraus

Nos primeiros degraus de um vertedouro escalonado, a linha de água da superfície é lisa, suave e monofásica (Figura 3.8). À medida que o escoamento se desenvolve, o fluxo passa para um regime instável onde pequenas ondulações são verificadas na superfície (trecho 1). Concomitante a este fenômeno, ocorre o afloramento da camada limite. Nessa região, denominado por **Chanson (1994)[28]** como *ponto de incipiência da aeração*, o ar é sugado para o escoamento e intensa turbulência é adicionada ao fluxo. O escoamento passa a ser bifásico e estratificado (Figura 3.8 b e c - trecho 2). A superfície também se torna bastante irregular (trecho 3).

Após a seção de afloramento da camada limite (SACL), o escoamento varia gradualmente e os macrovórtices tridimensionais podem ser vistos sem auxílio de instrumentos (Figura 3.8 c).

Num trecho mais afastado dessa última região descrita, onde o escoamento está completamente desenvolvido (trecho 4), as forças hidrodinâmicas se igualam. As principais características como profundidade, velocidade e concentração de ar do escoamento tornam-se, praticamente, constantes, configuração típica de um escoamento uniforme.

A Tabela 3.1 apresenta os limites de início do regime deslizante sobre turbilhões segundo diversos autores para calhas com declividade 1V:0,75H. É importante ressaltar que, exceto por **Chamani e Rajaratnam (1999)[21]** e **Tatewar et al. (2001)[115]**, o início desse regime é considerado quando o bolsão de ar debaixo do jato do escoamento desaparece. Os referidos autores consideram que esse início ocorrerá quando o jato do escoamento for paralelo ao pseudofundo e o lado de dentro dele coincidir com as extremidade externas dos degraus. Seus resultados indicaram um limite bastante inferior ao apresentado pelos outros autores para uma calha com ângulo de 53,13°.

É usual nos estudos de escoamentos em vertedouros em degraus associar à vazão vertente à relação adimensional entre a profundidade crítica ocorrida (d_c) e a altura dos degraus (h), conforme é apresentado na Tabela 3.1. Esse procedimento é consagrado no meio científico e será adotado no decorrer deste trabalho.

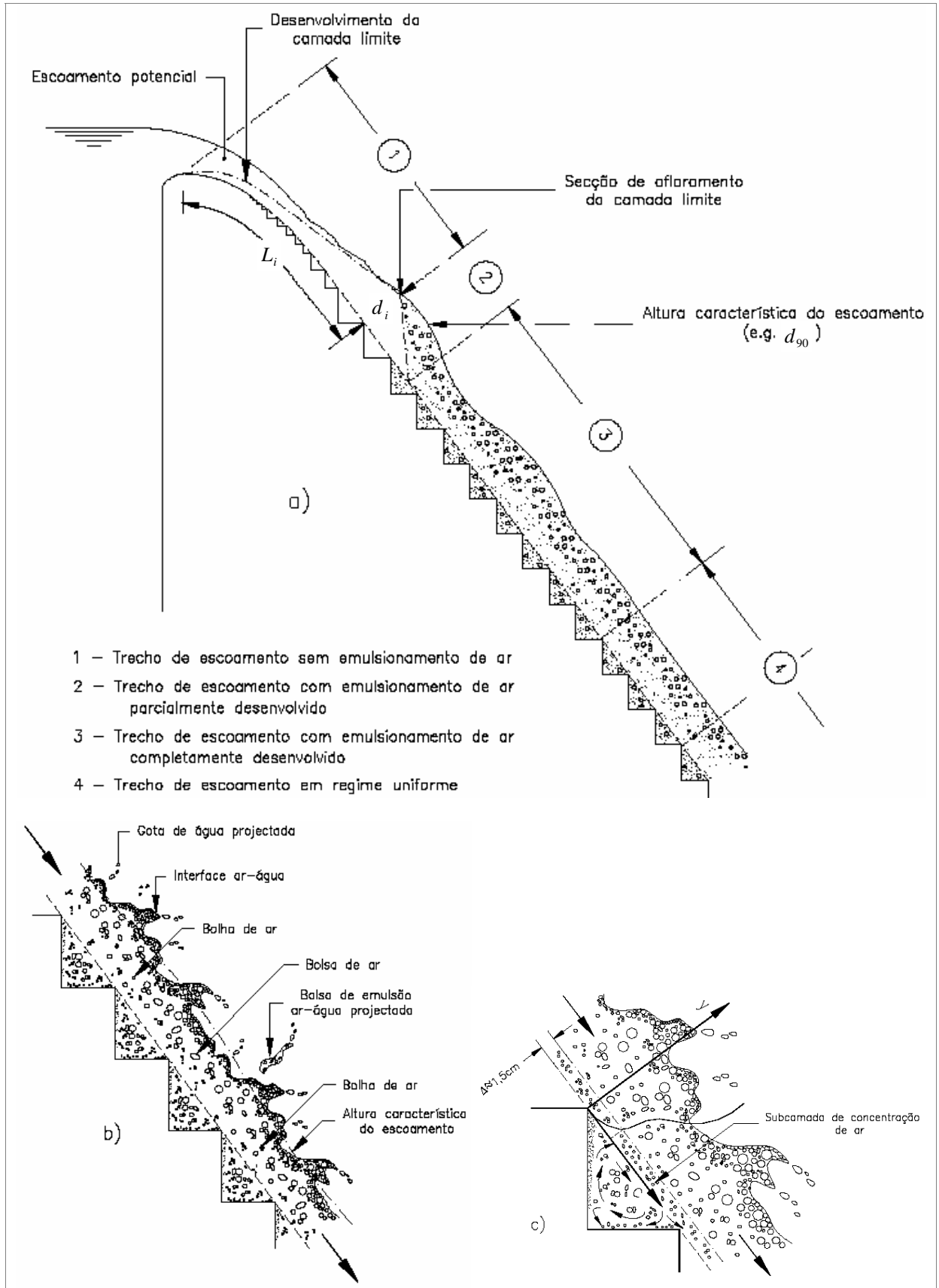


Figura 3.8 – Perfil longitudinal e padrão do RDZ em vertedouros em degraus: (a) representação esquemática geral; (b) detalhe do perfil longitudinal e (c) padrão do escoamento secundário na zona dos macrovórtices (conforme apresentado por Matos, 1999).

Tabela 3.1 – Limites de ocorrência do regime deslizante sobre turbilhões segundo diversos autores para calhas com declividade IV:0,75H.

<i>Autores</i>	<i>Limite recomendado</i>		<i>Validade para aplicação</i>	$\frac{h}{l} = 1,33 \text{ ou } 53,13^\circ$
Rajaratnam (1990)[102]	$\frac{d_c}{h} \geq 0,8$	<u>(3.1)</u>	$22^\circ < \theta < 42^\circ$	-
Ohtsu e Yasuda (1997)[89]*	$\frac{d_c}{h} > 0,862 \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^{-0,165}$	<u>(3.2)</u>	$7^\circ < \theta < 55^\circ$	$\frac{d_c}{h} > 0,82$
Chamani e Rajaratnam (1999)[21]	$\frac{h}{l} = \sqrt{0,89 \left[\left(\frac{d_c}{h}\right)^{-1} - \left(\frac{d_c}{h}\right)^{-0,34} + 1,5 \right]} - 1$	<u>(3.3)</u>	$0^\circ < \theta < 56^\circ$	$\frac{d_c}{h} \geq 0,32$
Matos (1999)[81]	$\frac{d_c}{h} > 0,775 + 0,759 \cdot \exp^{-2,623 \cdot \frac{h}{l}}$	<u>(3.4)</u>	$7^\circ < \theta < 55^\circ$	$\frac{d_c}{h} > 0,80$
Chanson e Toombes (2004)[36]	$\frac{d_c}{h} \geq \frac{0,9821}{(h/l + 0,388)^{0,384}}$	<u>(3.5)</u>	$0^\circ < \theta < 56^\circ$	$\frac{d_c}{h} \geq 0,80$
Boes e Hager (2003)[16]	$\frac{d_c}{h} > 0,91 - 0,14 \cdot \frac{h}{l}$	<u>(3.6)</u>	$25^\circ < \theta < 55^\circ$	$\frac{d_c}{h} > 0,72$

*Apud Amador (2005)[1].

3.3. ESTUDOS DE AERAÇÃO DO ESCOAMENTO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS SOB REGIME DESLIZANTE

As dimensões das rugosidades nas superfícies dos vertedouros em degraus aceleram o desenvolvimento da camada limite em comparação com os de soleira lisa e, portanto, o início da aeração do escoamento. Esse processo de aeração está associado às características físicas das estruturas empregadas (**Peyras et al., 1992[95]**) que lhes permitem atuar, não exclusivamente, como dissipadores de energia, mas também como estruturas auxiliares à reabilitação de cursos de água degradados.

Chanson (2002)[31] relatou casos em que canais em degraus são empregados para re-oxigenação e remoção de componentes orgânicos voláteis em estações de tratamento de esgoto.

No caso de vertedouros em degraus, **Frizell (2006)[52]** comentou que a melhoria da qualidade da água pode ser atingida através de dois processos: (a) pela reposição de oxigênio ou (b) pela remoção da hiper-supersaturação no meio aquático. Uma vez que o escoamento uniforme estabeleça sobre a calha, as propriedades físicas da mistura se estabilizam criando um equilíbrio entre a velocidade do escoamento e a introdução de ar, que atinge um valor máximo constante. No caso de falta de oxigênio no meio aquático isso propiciará a introdução de ar no escoamento e, para o segundo caso, o excesso de oxigênio será retirado da água. Para uma mesma altura de queda, a velocidade do escoamento no vertedouro em degraus será menor do que a ocorrida em um vertedouro de soleira lisa, o que contribui para a redução do potencial de mergulho da massa fluida, evitando assim, que o escoamento penetre junto ao leito do rio causando elevada mortalidade de peixes por asfixia.

Em relação a integridade estrutural, a aeração do escoamento altera as propriedades da massa fluida reduzindo significativamente os danos causados por erosão por cavitação (**Mousson, 1937[88] apud Chanson, 1988[22]; Rasmussen, 1956[103] apud Chanson, 1988[22]**).

Sabendo-se dessas vantagens que advém das características físicas dessas estruturas escalonadas, muitos estudos direcionaram esforços para identificação de um critério de localização do ponto de incipiência à aeração. Também foram selecionados alguns estudos que modelaram e quantificaram as características água-ar do escoamento, visto a possível

relação entre a importante contribuição dada pelos autores citados para obtenção de limites seguros de utilização de vertedouros em degraus.

Antes de apresentar uma sucinta revisão sobre o assunto, serão definidas algumas características dos escoamentos bifásicos que farão parte dos modelos citados.

3.3.1. Definições

Num escoamento bifásico, a profundidade equivalente de água pode ser definida por:

$$d = \int_0^{d_{90}} (1 - C) dY \quad (3.7)$$

sendo:

C - relação média temporal em uma determinada altura da profundidade do escoamento entre o volume de ar e o volume de água;

d_{90} - profundidade característica do escoamento onde a concentração média de ar é igual a 90%. **Wood (1983)[122]** propôs essa profundidade como definidora da superfície livre de água. **Chanson (1996)[23] apud Matos (1999)[81]** relatou em seus estudos que quase a totalidade do fluxo de água está compreendida abaixo dessa profundidade.

A concentração média de ar pode ser definida pela expressão:

$$C_m = \frac{\int_0^{d_{90}} C dY}{d_{90}} \quad (3.8)$$

Das equações (3.7) e (3.8), obtêm-se o valor de:

$$d = (1 - C_m) d_{90} \quad (3.9)$$

As velocidades médias do escoamento poderão ser determinadas por:

$$U_m = \frac{q}{d} \quad (3.10)$$

sendo:

q - vazão específica.

3.3.2. Posição de início da aeração e profundidade do escoamento nessa seção.

A importância na identificação da posição do início da aeração é indicada pelos numerosos trabalhos orientados nesse sentido. É a partir dessa posição que o escoamento adquire características turbulentas necessárias para a maior eficiência no processo de dissipação, bem como participa ativamente da modificação das intensidades dos esforços hidrodinâmicos captados pelos sensores piezoresistivos nas soleiras dos degraus.

Para que ocorra a ruptura da superfície livre e o início da entrada de ar, **Hager (1992)[62]** refere a uma mínima flutuação da velocidade perpendicular a essa superfície (v') superior às seguintes grandezas:

$$v' > \sqrt{\frac{8\sigma_s}{\rho\phi_b}} \quad e \quad v' > v_b \cos \theta \quad (3.11)$$

sendo:

σ_s - tensão superficial da água;

ρ - massa específica da água;

ϕ_b - diâmetro das bolhas de ar;

v_b - velocidade ascensional das bolhas de ar;

θ - ângulo da calha com a horizontal.

Segundo **Chanson (1994)[28]**, as relações em (3.11) indicam diâmetros de bolhas compreendidos entre 8 mm e 40 mm e v' de 0,1 m/s a 0,3 m/s para ângulos de calhas entre 0° e 75° .

Analogamente ao empregado por **Keller e Rastogui (1977)[69]** em vertedouros com soleiras lisas, é usual adotar o número adimensional de Froude rugoso para definir a posição de início de aeração:

$$Fr_* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \theta \cdot k_s^3}} \quad (3.12)$$

sendo:

q - vazão específica;

g - aceleração da gravidade;

θ - ângulo da calha do vertedouro com a horizontal;

k_s - rugosidade de forma da superfície da calha do vertedouro (ver Figura 4.11).

Com base nesse parâmetro adimensional, **Matos (1999)[81]** através de medições experimentais de perfis de velocidade e concentração média de ar, definiu a posição média do início de aeração (L_i) igual a seção de afloramento da camada limite (SACL), determinada por:

$$\frac{L_i}{k_s} = 6,289 \cdot Fr_*^{0,734} ; \quad \theta \approx 53^\circ \quad (3.13)$$

sendo: L_i tem origem na crista da ogiva do vertedouro.

E como profundidade equivalente de água nessa posição (d_i):

$$\frac{d_i}{k_s} = 0,361 \cdot Fr_*^{0,606} \quad (3.14)$$

Chanson (2002)[31] analisando dados de modelos de diversos autores e de protótipos ajustou os seguintes modelos de previsão da posição de início de aeração e da profundidade nesse mesmo local:

$$\frac{L_i}{k_s} = 9,719 \cdot \text{sen}\theta^{0,0796} \cdot Fr_*^{0,713} \quad (3.15)$$

$$\frac{d_i}{k_s} = \frac{0,4034}{\text{sen}\theta^{0,04}} \cdot Fr_*^{0,592} \quad (3.16)$$

Boes e Hager (2003)[17] definiram o ponto de incipiência da aeração como a posição onde a concentração média de ar no pseudofundo era igual a 0,01. Dos dados experimentais e da análise de outros trabalhos, os autores propuseram:

$$L_{i;C=0,01} = \frac{5,90 \cdot d_c^{6/5}}{(\text{sen}\theta)^{7/5} h^{1/5}} \quad ; \quad 26^\circ < \theta < 75^\circ \quad (3.17)$$

sendo: $L_{i;C=0,01}$ é o ponto de início da aeração onde a concentração média de ar no pseudofundo é 0,01.

$$\frac{Y_i}{h} = 0,40 \cdot Fr_*^{0,60} \quad ; \quad 26^\circ < \theta < 55^\circ \quad (3.18)$$

sendo: Y_i é a profundidade do escoamento onde a concentração média de ar no pseudofundo é 0,01.

Sanagiotto (2003)[107], estudando as mesmas condições de escoamento e vertedouros em degraus aqui testados, propôs, pela observação visual, que a posição de início de aeração, considerada como aquela onde todo o escoamento encontra-se aerado, pode ser determinada por:

$$\frac{L_i}{k_s} = 9,7721 \cdot Fr_*^{0,7014} \quad (3.19)$$

e a profundidade nessa posição igual a:

$$\frac{d_i}{k_s} = 0,3965 \cdot Fr_*^{0,5975} \quad (3.20)$$

Amador (2005)[1] através de medições de velocidades definiu a posição de início da aeração pela seguinte formulação:

$$\frac{L_i}{k_s} = 5,982 \cdot Fr_*^{0,840} \quad (3.21)$$

e a profundidade nessa posição igual a:

$$\frac{d_i}{k_s} = 0,385 \cdot Fr_*^{0,580} \quad (3.22)$$

A Figura 3.9 apresenta as diferentes metodologias para determinação da posição de início de aeração e sua profundidade. O critério que define essa posição varia segundo cada autor e pode gerar diferenças significativas na sua determinação; diferentemente, da profundidade do escoamento nessa posição. Do ponto de vista do estudo de pressões, é importante formular um critério que possibilite a associação entre a aeração do escoamento e os esforços observados. Na revisão bibliográfica referente a esse último assunto, como também, no trabalho aqui realizado, verificou-se que nas regiões próximas ao afloramento da camada limite são registradas as maiores e menores pressões. Também é necessário conciliar um critério independente da subjetividade do experimentador, ou seja, baseado em medições não visuais. Tanto **Chanson (2002)[31]** quanto **Sanagiotto (2003)[107]**, apresentaram estimativas dessa posição mais afastadas da crista da ogiva que os demais autores. Assim sendo, optou-se nesse estudo pela metodologia proposta por **Matos (1999)[81]**, visto que possibilitará a associação com os modelos adotados de **Meireles (2004)[85]** para os cálculos das velocidades do escoamento ao longo da calha.

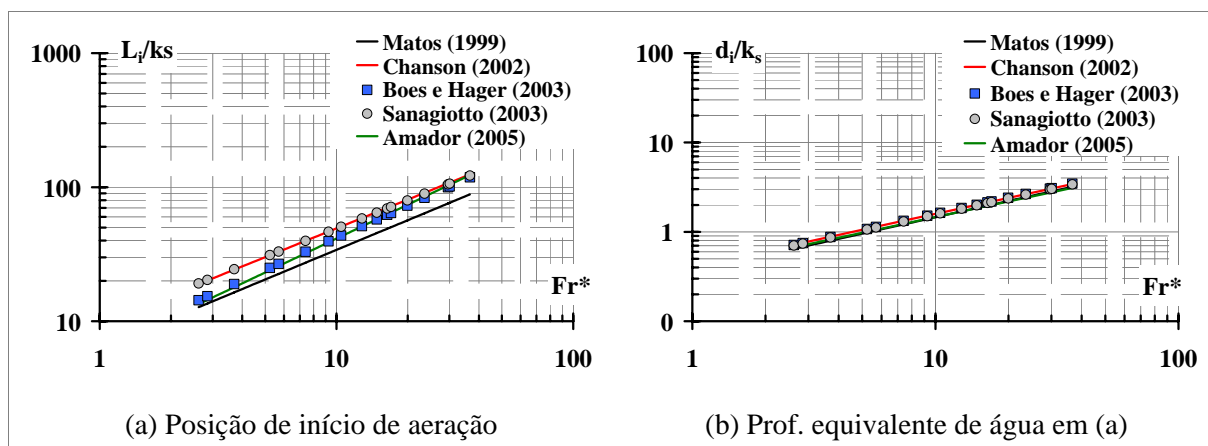


Figura 3.9 – Comparação com as diferentes metodologias de determinação da: (a) posição de início de aeração e (b) profundidade equivalente de água no mesmo local, segundo vários autores para as condições de ensaios testados no presente estudo.

3.3.3. Distribuição da concentração de ar em vertedouros em degraus

No que tange a alguns aspectos consensuais, a concentração média de ar do escoamento deslizando sobre turbilhões em regime uniforme é semelhante àquela que se obteria no escoamento aerado uniforme em um vertedouro de calha lisa de igual declividade, **Matos (1999)**[81]. Os modelos de **Wood (1984)**[120], deduzidos para paramentos lisos são, em geral, segundo **Matos (1999)**[81], aplicáveis para estimar a distribuição de concentração de ar no trecho do escoamento gradualmente variado, com exceção da proximidade da pseudo-soleira do vertedouro e nas zonas onde o efeito da ondulação da superfície seja relevante. A concentração média de ar na seção de afloramento da camada limite fica em torno de 0,20.

Segundo **Matos (1999)**[81], a concentração média de ar ao longo de vertedouros em degraus depende de:

$$C_m = \mathfrak{F} \left(\overline{C}_i ; s' ; \text{sen } \theta ; \frac{v_b d_i \cos \theta}{q} \right) \quad (3.23)$$

$$s' = \frac{(L - L_i)}{d_i} \quad (3.24)$$

sendo:

v_b - velocidade ascensional das bolhas no sentido perpendicular do fluxo;

\overline{C}_i - concentração média de ar na seção de afloramento da camada limite;

s' - posição longitudinal adimensional ao longo da pseudo-soleira;

L - posição longitudinal ao longo da pseudo-soleira, cuja origem é a crista da ogiva do vertedouro.

A característica estratificada do escoamento bifásico vai depender da concentração média de ar local e da velocidade ascensional das bolhas, podendo, em uma zona de completa aeração, assumir uma configuração básica segundo a Figura 3.8 (c). Esse perfil, segundo **Chanson (2000)[25]**, baseado na adaptação de **Wood (1984)[120]**, pode ser obtido através de um modelo de difusão das bolhas de ar definido como:

$$C_m = 2D' \left\{ \tanh \left[\operatorname{arctanh}(\sqrt{0,1}) + \frac{1}{2D'} \right] - \sqrt{0,1} \right\} \quad (3.25)$$

$$D' = \frac{D_t}{v_{b,hyd} \cdot \cos \theta \cdot d_{90}} \quad (3.26)$$

sendo:

D_t - difusividade turbulenta no sentido perpendicular ao escoamento;

d_{90} - profundidade característica do escoamento;

$v_{b,hyd}$ - velocidade ascensional das bolhas em regime hidrostático.

Boes e Hager (2003)[17] compararam seus resultados experimentais com o modelo proposto por **Chanson (2000)[25]** considerando que essa solução é satisfatória para diferentes declividades de calhas. Segundo os autores, somente para pequenas relações Y/d_{90} , se verificou alguma diferença.

Matos (1999)[81] apresentou uma comparação entre seus perfis de concentração média de ar e o modelo de **Wood (1984)[120]** (Figura 3.10). Seus resultados indicaram também boa aderência ao modelo teórico.

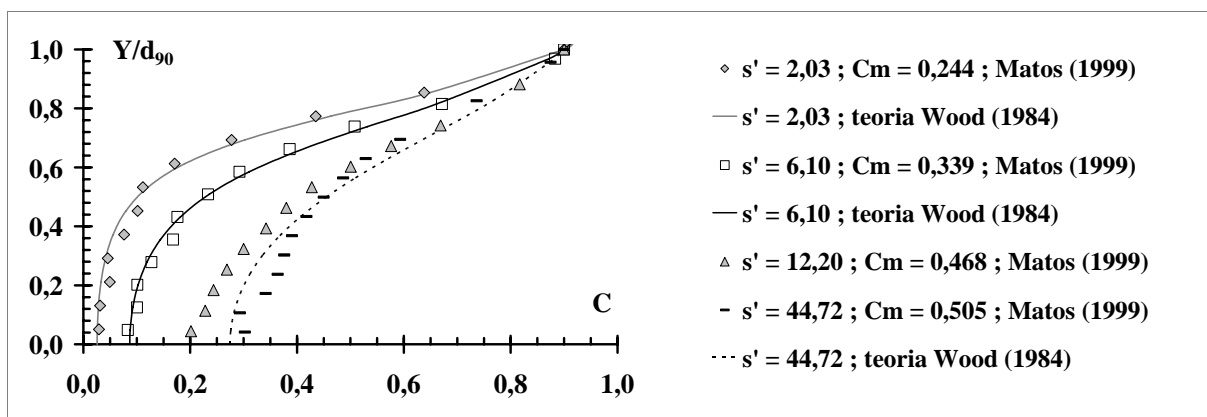


Figura 3.10 – Perfis de concentração de ar obtidos por Matos (1999) e comparação com a formulação teórica de Wood (1984). Fonte: Matos (1999)

Matos (1999)[81] também ajustou modelos de previsão dessa grandeza ao longo do vertedouro (equações (3.27) e (3.28)). Além disso, o autor propôs modelos de previsão de concentração média de ar junto à pseudo-soleira (C_s) para três diferentes alturas de medição afastadas da referida posição: $Y_1 = 0,32$ cm; $Y_2 = 0,82$ cm e $Y_3 = 1,32$ cm (Figura 3.11). De acordo com essa figura, os limites recomendados por Peterka (1953)[94] necessários para se evitar erosão por cavitação serão atingidos em $s' = 4$. Esse modelos serão empregados no estudo do processo de atenuação de pressão, mais à frente realizado.

$$C_m = 0,210 + 0,297 \cdot \exp \left[-0,497 \cdot (\log_{\exp} s' - 2,972)^2 \right] \quad \text{para } s' < 30 \quad (r = 0,980) \quad (3.27)$$

$$C_m = \left(0,888 - \frac{1,065}{\sqrt{s'}} \right)^2 \quad \text{para } s' \geq 30 \quad (r = 0,907) \quad (3.28)$$

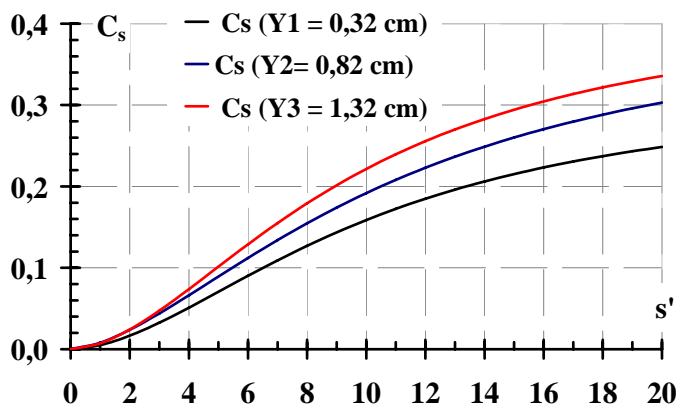


Figura 3.11 – Concentrações médias de ar junto ao pseudofundo (C_s) segundo modelos de Matos (1999).

Segundo **Boes e Hager (2003)[17]**, essas concentrações de ar podem ser também obtidas por (3.29), (3.30) e (3.31):

$$\frac{C_m - \bar{C}_i}{C_u - \bar{C}_i} = \left\{ \tanh \left[5 \times 10^{-4} \cdot (100^\circ - \theta) \cdot \frac{(L - L_{i;C=0,01})}{d_c} \right] \right\} \quad (3.29)$$

$$\bar{C}_i = 1,2 \times 10^{-3} (240^\circ - \theta) \quad (3.30)$$

$$C_s = 0,015 \cdot \left(\frac{L - L_{i;C=0,01}}{Y_i} \right)^{\sqrt{\tan \theta} / 2} \quad (3.31)$$

sendo:

\bar{C}_u - concentração média de ar na região de escoamento uniforme. Segundo **Boes e Hager (2003)[17]** essa grandeza pode ser obtida pela formulação existente para vertedouros com soleira lisa de igual declividade à calha escalonada;

\bar{C}_i - concentração média de ar na posição de início de aeração. Para $\theta \approx 53^\circ$, $\bar{C}_i \approx 0,22$; valor próximo ao obtido por **Matos (1999)[81]** de 0,20.

Chanson e Gonzalez (2004)[32], estudando vertedouros com declividade de $21,8^\circ$ e h iguais a 0,10 m e 0,25 m, inseriram manipuladores (mp) de turbulência (*vanes*) nas quinas dos degraus (Figura 3.12). As características do escoamento bifásico foram medidas com auxílio de uma sonda condutiva com duas pontas ($\phi_s = 0,025$ mm).

Segundo os autores, o estudo demonstrou a forte influência dos manipuladores de turbulência nas propriedades da mistura bifásica, tanto na parte externa do escoamento quanto dentro da cavidade (Figura 3.13). A taxa de dissipação de energia foi mais afetada pelos manipuladores dispostos segundo o esquema alternado apresentado na configuração 4 (Figura 3.12).

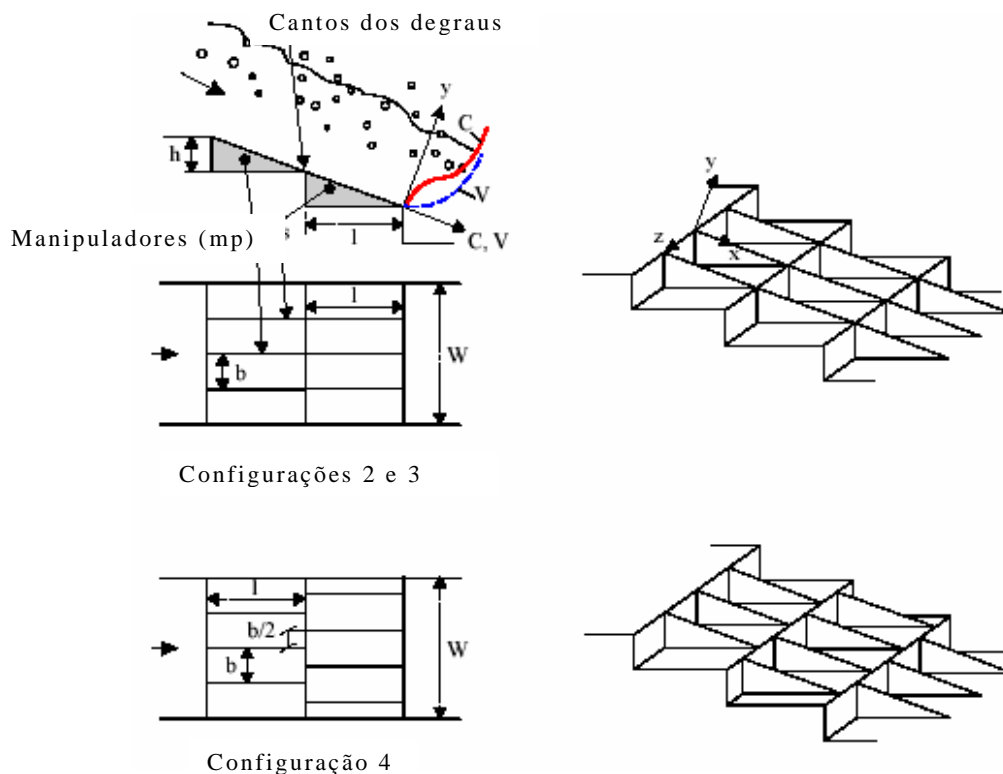


Figura 3.12 – Configuração da experimentação estudada por Chanson e Gonzalez (2004). Esquema conforme apresentado pelos autores.

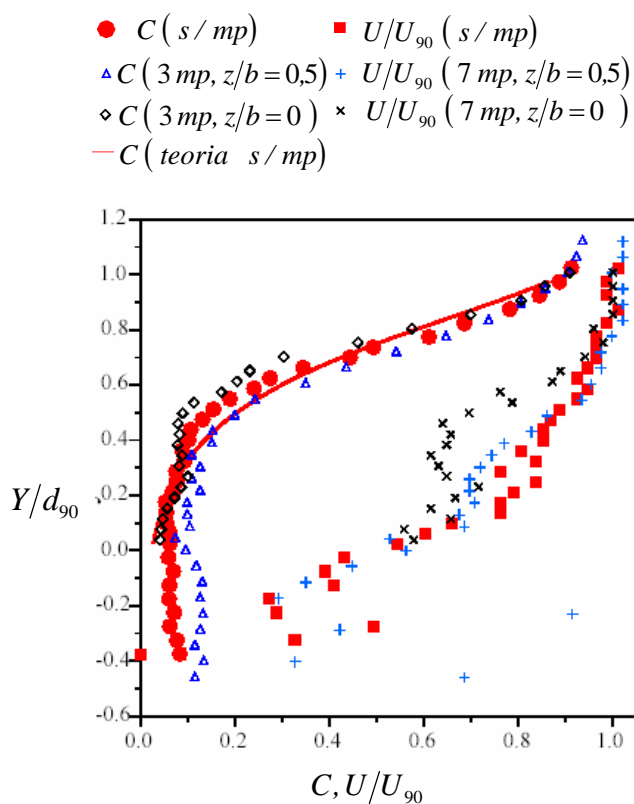


Figura 3.13 – Resultados experimentais de Chanson e Gonzalez (2004). Comparação da concentração de ar (C) e velocidade adimensional (U/U_{90}) em vertedouros em degraus sem manipuladores de turbulência (s/mp) e com manipuladores na disposição apresentada na configuração 3 ($d_c/h = 1,5$).

3.3.4. Determinação da profundidade equivalente de água

Meireles (2004)[85], através de medições experimentais de concentração de ar, perfis de velocidade e agrupamento dos dados de **Matos (1999)[81]**, definiu um modelo de previsão da profundidade equivalente de água para vertedouros em degraus com declividades próximas a 1V:0,75H:

$$\frac{d}{d_i} = a + b \cdot \exp^{(-0,067 s')} \quad (3.32)$$

sendo: a e b são parâmetros da equação, que são função de d_c/h e s' .

Meireles (2004)[85] determina os parâmetros da equação (3.32) pelas seguintes expressões:

$$a = -0,206 \cdot \frac{d_c}{h} + 0,827 \sqrt{\frac{d_c}{h}} - \frac{0,008}{\log_{\exp}(d_c/h)} \quad (r = 0,991) \quad (3.33)$$

$$b = 0,144 + 1,203 \cdot \exp\left(-\frac{d_c/h}{0,753}\right) \quad (r = 0,993) \quad (3.34)$$

Essa autora também sugeriu que para valores de d_c/h superiores a 3, a evolução da profundidade equivalente de água ao longo do vertedouro poderia ser bem representada pela relação (3.35), independente dos parâmetros anteriormente mostrados:

$$\frac{d}{d_i} = 0,653 + 0,347 \cdot \exp\left(\frac{s'}{27,6}\right) \quad (r = 0,988) \quad (3.35)$$

Com os ajustes de **Meireles (2004)[85]** e recorrendo à equação (3.9), a profundidade característica (d_{90}) do escoamento pode ser obtida por:

$$\frac{d_{90}}{d_i} = \frac{d}{d_i} \cdot \frac{1}{1 - C_m} \quad (3.36)$$

Esses modelos de **Meireles (2004)[85]** foram aqui empregados para cálculo das velocidades do escoamento no trecho aerado e no delineamento dos modelos de previsão de pressão ajustados.

3.4. DISTRIBUIÇÃO DAS VELOCIDADES EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS

A distribuição de velocidades ao longo das calhas de vertedouros em degraus foi assunto de diversos trabalhos na literatura específica. A característica aerada do escoamento gerou a necessidade de desenvolvimento de equipamentos especiais para a obtenção dessas medidas, como será algumas vezes comentado no presente estudo.

Apesar da distribuição adimensional de velocidades ser independente da concentração de ar em escoamentos em que a velocidade da água é significamente maior do que a velocidade ascensional das bolhas de ar - **Wood (1985)[121] apud Matos (1999)[81]** e **Matos (1999)[81]**, os trabalhos serão apresentados divididos em antes e após a seção de afloramento da camada limite.

Para a região não aerada do escoamento, **Matos (1999)[81]** e **Amador et al. (2004)[2]** definiram a distribuição de velocidades como:

$$\frac{U}{U_{max}} = \left(\frac{Y}{\delta} \right)^{\frac{1}{N_e}} \quad (3.37)$$

sendo:

δ - espessura da camada limite definida como sendo a distância da pseudo-soleira ao ponto onde a velocidade do escoamento é 99% da velocidade potencial;

N_e - constante do ajuste de regressão do perfil de velocidade.

Após a seção de afloramento da camada limite, **Cain e Wood (1981)[19]** mostraram que a distribuição adimensional de velocidades em um escoamento aerado sobre um vertedouro pode ser expressa por:

$$\frac{U}{U_{90}} = \left(\frac{Y}{d_{90}} \right)^{\frac{1}{N_e}} \quad (3.38)$$

sendo:

d_{90} - profundidade característica do escoamento obtida por (3.36) e pelos modelos apresentados por **Matos (1999)[81]** ou **Meireles (2004)[85]**;

U_{90} - velocidade do escoamento obtida considerando a profundidade característica (d_{90}).

3.4.1. Trecho não-aerado do escoamento

Matos (1999)[81], decorrente de seus trabalhos e análises experimentais, verificou que para o trecho não aerado o expoente N_e representativo da equação (3.37) pode ser assumido igual a **3,3**. **Matos (1999)[81]** também determinou os coeficientes de energia cinética (α_c - coeficiente de Coriolis) e de quantidade de movimento (β - coeficiente de Boussinesq). Os valores médios estimados desses coeficientes na seção de afloramento da camada limite foram iguais a **1,16** e **1,06**, respectivamente. Segundo o autor, esses valores permaneceram constantes a jusante da seção referenciada. **Boes e Hager (2003)[16]** em estudos similares estimaram α_c igual a **1,10**.

Amador et al. (2004)[2] utilizando um *Particle Image Velocimetry* (PIV) e microesferas de 70 μm de cerâmica conseguiram determinar o perfil de velocidades na parte não aerada do escoamento num vertedouro com declividade 1V:0,8H e degraus de 0,05m de altura. A Figura 3.14 apresenta seus resultados. O expoente N_e igual a **4** de **Amador et al. (2004)[2]** ficou compreendido entre o **3,3** achado por **Matos (1999)[81]** e **5** encontrado por **Chanson (2002)[31]**.

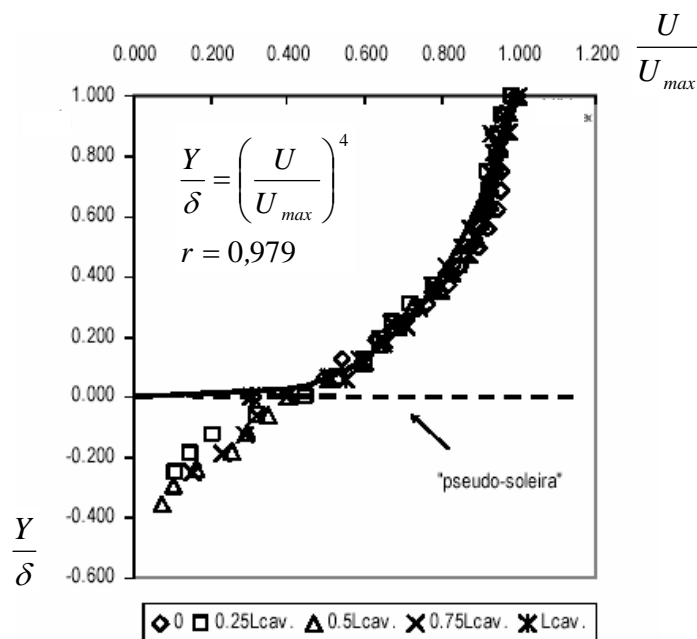


Figura 3.14 - Distribuições adimensionais de velocidades nos degraus L/k_s iguais a 21,23 e 23,28 e d_c/h igual a 2,15, obtida por Amador et al. (2004).

Na Figura 3.14:

L_{cav} - comprimento da cavidade definido pela distância entre duas extremidades externas dos degraus consecutivos (m);

U_{max} - velocidade máxima do escoamento medida em uma seção longitudinal do fluxo (m/s).

Amador (2005)[1], utilizando a mesma metodologia experimental de **Amador et al. (2004)[2]**, obteve uma caracterização mais ampla da distribuição de velocidade abaixo do pseudofundo. A importância desse delineamento realizado por **Amador (2005)[1]** motivou a apresentação de diversos de seus resultados que auxiliarão nos comentários posteriores sobre os dados de pressão verificados nessa região no âmbito deste trabalho.

A Figura 3.15 apresenta o perfil de velocidade médio adimensionalizado pela velocidade potencial (U_o). **Amador (2005)[1]** verificou que o expoente da equação (3.37) iguala a 3, aproximando do verificado por **Matos (1999)[81]**. O autor relata que a maior diferença entre $Y_{0,9}$ e $Y_{0,1}$ está próxima às posições $0,6L_{cav}$ e $0,7L_{cav}$, conforme o degrau analisado. Também constatou que a variação longitudinal de $Y_{0,1}$ é muito mais sensível do que a verificada em $Y_{0,9}$, atribuindo isso à separação da camada limite ocorrida nesse trecho. **Amador (2005)[1]**

mencionou que $Y_{0,5}$ mantém-se praticamente constante ao longo da cavidade aumentando quando da aproximação do patamar, possivelmente influenciada pela zona de impacto do jato.

No que tange o estudo mais focado ao interior da cavidade, **Amador (2005)[1]** traçou as linhas de correntes (Figura 3.16 a), velocidades médias (Figura 3.16 b), desvio padrão dos módulos de velocidade (Figura 3.17 a), energia cinética turbulenta (Figura 3.17 b), mapa de vorticidade (Figura 3.17 c) e de força de movimento de rotação (*swirling strength*) (Figura 3.17 d). Os perfis de velocidades mostraram a formação de uma camada cisalhante turbulenta a partir da extremidade externa dos degraus.

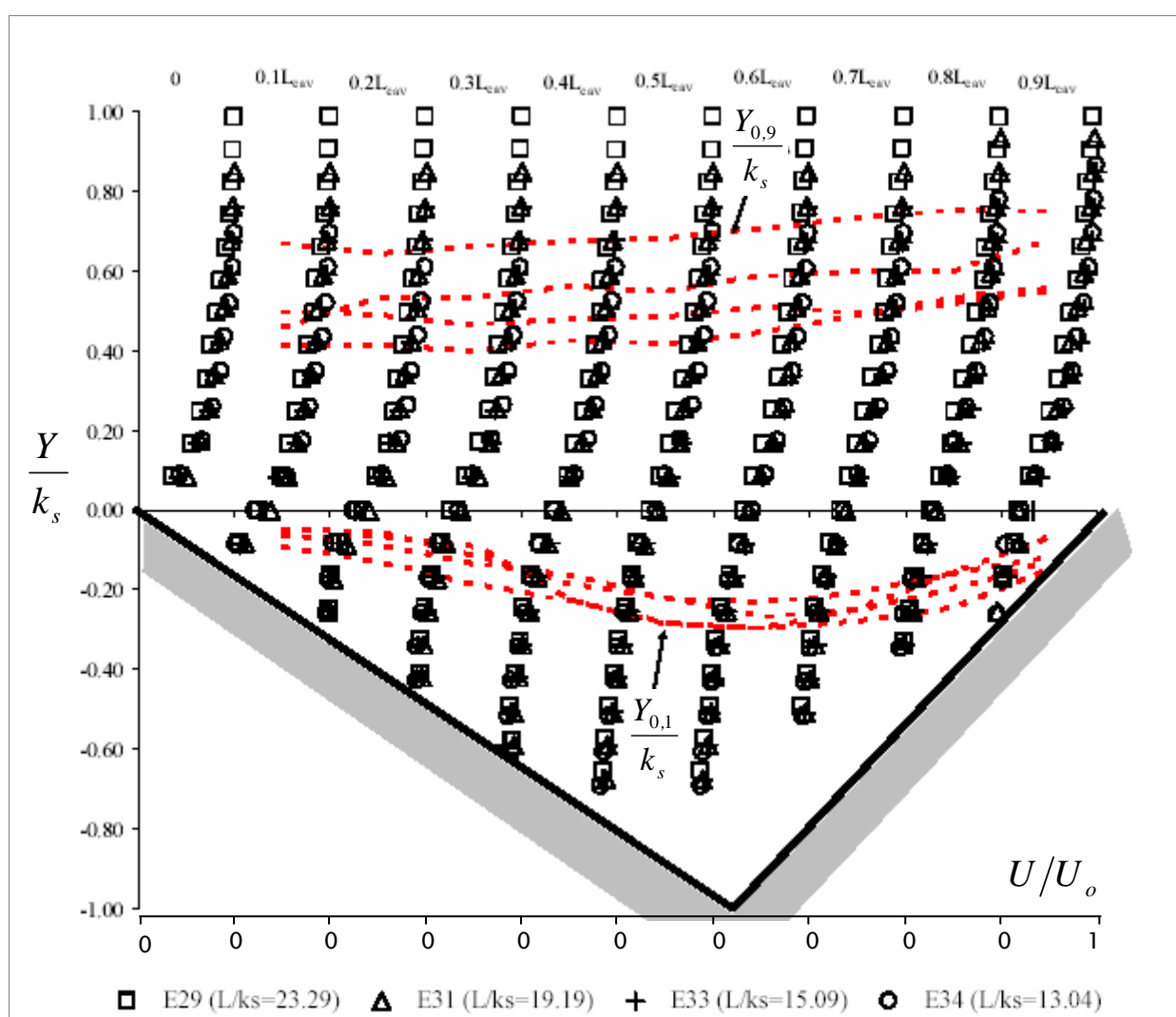


Figura 3.15 – Perfil de velocidade média (U/U_0) e variação das coordenadas (Y_α sendo $U = \alpha \cdot U_0$) ao longo da cavidade (L_{cav}) de alguns degraus analisados na posição não aerada do escoamento conforme apresentado por Amador (2005).

A Figura 3.16 ilustra as velocidades médias nos interiores das cavidades. Como observado aqui pela análise de pressões, pode-se verificar que essas grandezas são inferiores a 30% do campo de velocidade encontrado no escoamento principal. O padrão geral registrado por **Amador (2005)[1]** parece manter-se constante entre os degraus analisados. Todavia, no paramento vertical verifica-se pequenas alterações entre sucessivas cavidades, podendo ser a causa da dificuldade em se modelar o campo de pressão médio nessa região. A zona de impacto do jato do escoamento principal é vista no patamar da Figura 3.16 (b) em E29 e E30.

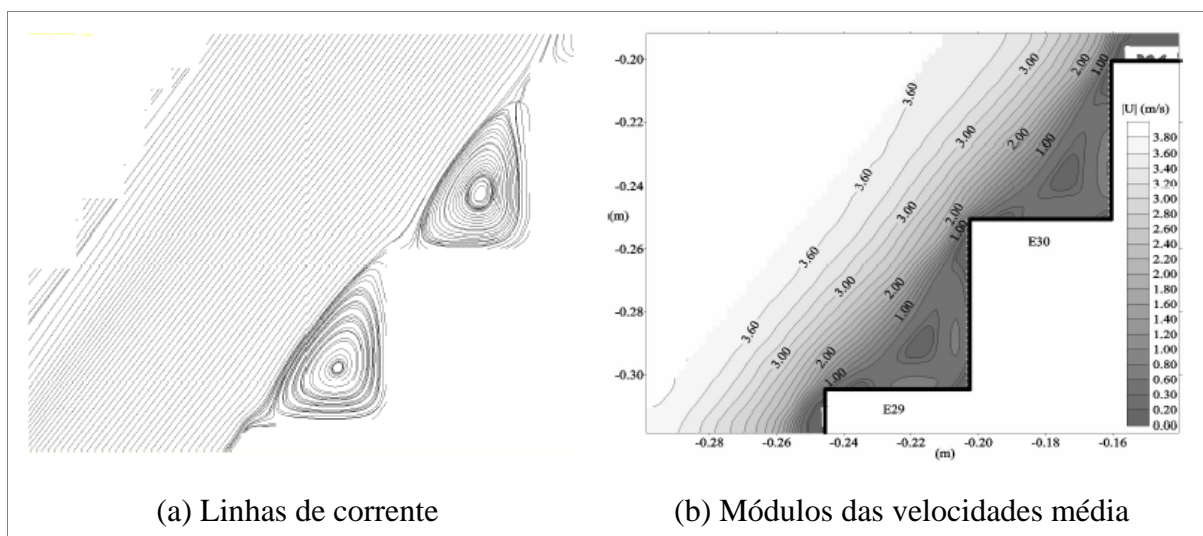


Figura 3.16 – Linhas de corrente e velocidade médias no interior da cavidade conforme apresentado por Amador (2005), obtidas das análises de 500 pares de imagens de velocidades instantâneas separadas por um tempo de 1 segundo.

Os demais resultados apresentados na Figura 3.17 conduziram à identificação da região da pseudo-soleira como aquela sujeita às maiores energias cinéticas turbulentas. As extremidades externas das soleiras dos degraus são responsáveis pela geração intensa de turbulência, causando a separação da camada limite e propagação de uma camada cisalhante turbulenta no interior da cavidade. Também se percebe pela análise dessa figura que as extremidades externas dos patamares estão sujeitas aos maiores desvios padrão das velocidades junto a soleira. Tanto o impacto do jato quanto as intensidades turbulentas, nessa região, justificam a elevada flutuação no campo de pressão registrado no presente trabalho. Pressões negativas extremas significativas foram registradas no paramento horizontal, praticamente da mesma magnitude verificada nos espelhos. Essas visualizações de **Amador (2005)[1]** contribuíram para justificar os resultados apontados no item 5.

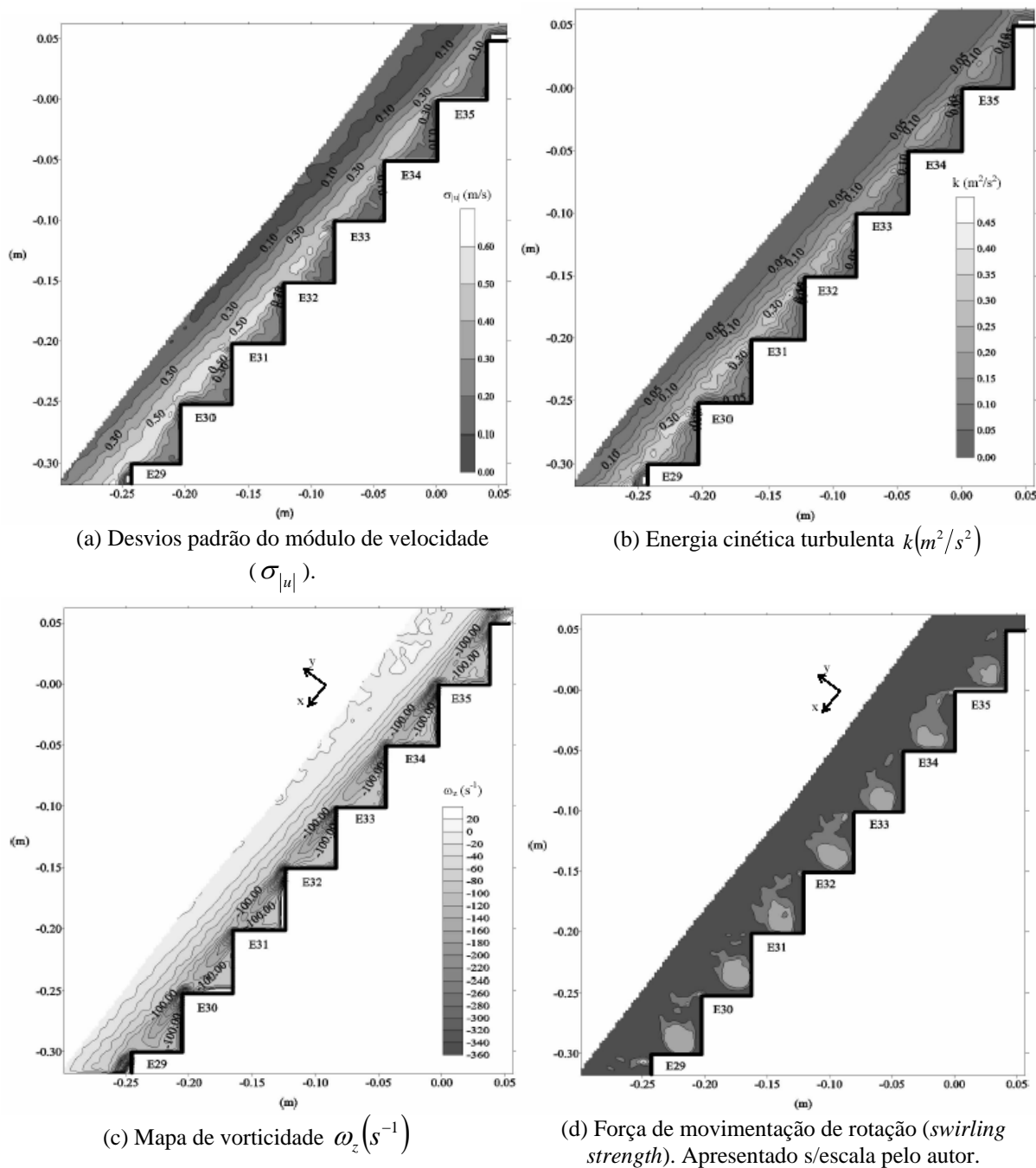


Figura 3.17 – Delineamento das características turbulentas do campo de velocidade no trecho não aerado do escoamento realizado por Amador (2005).

3.4.2. Trecho aerado do escoamento

Alguns autores, como será apresentado a seguir, ajustaram o perfil de velocidades através da clássica equação logarítmica proposta por Karman-Prandtl. Outros escolheram uma lei de potência para caracterizá-lo. Segundo André et al. (2005)[7], apesar da primeira situação não

ser capaz de descrever adequadamente a distribuição de velocidades devido à estrutura tridimensional do escoamento e da força de arrasto perto do pseudofundo, essa proposição se apresenta apropriada para o perfil junto ao referido trecho. Já a lei de potência vem demonstrando ser capaz de definir, satisfatoriamente, a distribuição de velocidade para profundidades superiores a $0,04 d_{90}$.

Tozzi (1992)[118], empregando um sistema de eletrodos que media a condutividade de um meio salino (água + sal), definiu um perfil de velocidade na zona aerada de vertedouro com declividade de 1V:0,75H pela expressão (3.39):

$$\frac{U}{U_{max}} = 0,47 \cdot \log_{10} \left(\frac{Y}{Y_{U_{max}}} \right) + 1 \quad (3.39)$$

sendo:

Y - posição vertical em relação à profundidade do escoamento;

$Y_{U_{max}}$ - profundidade do escoamento onde a velocidade medida é máxima;

U_{max} - velocidade máxima medida.

Chamani e Rajaratnam (1999)[20] também obtiveram a distribuição de velocidade na parte inferior do escoamento e a representaram pela equação semi-logarítmica de Karman-Prandtl, conforme (3.40). Segundo os autores, a velocidade da mistura bifásica aumenta na direção normal ao escoamento até atingir um valor máximo localizado entre uma posição definida como aquela onde a taxa de crescimento da quantidade de ar é máxima e d_{90} . Segundo os autores, após essa posição as velocidades médias diminuem.

$$\frac{U_m}{u_*} = 5,75 \cdot \log \left(\frac{Y_{\varepsilon_d}}{k_s} \right) + 8,5 \quad (3.40)$$

sendo:

Y_{ε_d} - posição vertical em relação ao pseudofundo deslocada de uma distância normal ε_d dessa posição, de modo que, U_m varia linearmente com $\log(Y_{\varepsilon_d})$ e com a velocidade de cisalhamento ($u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_m}}$);

k_s - rugosidade de forma da superfície;

$\tau_0 = g \cdot \sin\theta \cdot d_{90} \cdot \overline{\rho_m}$ - tensão de cisalhamento;

ρ_m e $\overline{\rho_m}$ - massas específicas e seu valor médio da mistura ar-água, respectivamente;

θ - declividade da calhas;

g - aceleração da gravidade.

Matos (1999)[81], fazendo uso de um tubo de pitot modificado, mediu o perfil de velocidades em um vertedouro em degraus com declividade 1V:0,75H. Para a região de escoamento gradualmente variado com C_m compreendido entre 0 e 0,50, o expoente N_e , da formulação (3.38), assumiu valores entre **3,6-4,0**. O autor recomenda **3,8**. **Chanson (1994)[28]**, reanalisando os dados de **Frizell (1992)[51]** apud **Chanson (1994)[28]** e **Tozzi (1992)[118]**, na região de escoamento gradualmente variado para vertedouros com declividades de 27° e 53,13° (1V:0,75H), encontrou $N_e = \mathbf{3,5}$ e **4**, respectivamente.

Boes e Hager (2003)[17], avaliando vertedouros escalonados com ângulo com a horizontal de 30°, 40° e 50°, também ajustaram uma lei de potência descrita por (3.38). As medições de velocidades foram realizadas com uma sonda de fibra óptica com duas pontas. Seus resultados indicaram uma lei única que, a partir de $(Y/d_{90}) > 0,04$ seria possível expressar o perfil de velocidade através de uma constante N_e igual a **4,3**. Os autores ainda sugeriram, nessa modelagem, um fator de correção de 1,05 para esse perfil. **Boes e Hager (2003)[17]** mencionaram que, em virtude das tensões cisalhantes ocorrentes na pseudo-soleira, as velocidades nessa região são inferiores às verificadas em vertedouros de soleiras lisas.

André et al. (2005)[7] em analogia ao empregado em escoamentos turbulentos rugosos para escoamentos em montanhas com leito de cascalho com altas declividades, definiu para $Y/d_{90} < 0,25$ e ângulo do vertedouro de 30° , o seguinte perfil de velocidade:

$$\frac{U_m}{u_*} = A \cdot \log \left(\frac{Y^*}{k_s} \right) + B \quad (3.41)$$

sendo:

$$Y^* = Y + k_s \text{ - posição vertical;}$$

A e B variam entre 3 e 5, 7 e 8, respectivamente, para a região de escoamento uniforme e $\theta=30^\circ$.

Para $0,25 \leq Y/d_{90} \leq 0,95$ e $\theta=30^\circ$ em regime uniforme, **André et al. (2005)[7]** definiram um perfil regido por uma lei de potência descrita por:

$$\frac{U_m}{U_{90}} = 1,01 \cdot \left(\frac{Y}{d_{90}} \right)^{N_e} \quad (3.42)$$

$$N_e = 16,4 \cdot \frac{1}{Fr_*^{0,65}} \text{ para } Fr_* \leq 10 \quad (3.43)$$

$$N_e = 3,7 \text{ para } Fr_* > 10 \quad (3.44)$$

As metodologias de determinação do campo de velocidade empregadas pelos autores citados são diversas e podem explicar as diferenças obtidas nos expoentes relacionados. De maneira geral, os perfis de velocidades podem ser representados por (3.38) e expoentes N_e variando entre **3,5-4,3**. Parece que as maiores diferenças estão associadas à análise simultânea de diferentes declividades. **Tozzi (1992)[118]** verificou a influência da declividade na determinação da distribuição de velocidades. Portanto, é razoável admitir que para declividades próximas à estudada aqui ($53,13^\circ$), N_e ficaria restrito a valores compreendidos entre **3,3-4**, independente da condição de escoamento.

3.5. COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO EQUIVALENTE E DISSIPACÃO DE ENERGIA

3.5.1. Fator de resistência do escoamento em vertedouros em degraus

Os diversos trabalhos da literatura propõem um coeficiente de resistência ao escoamento em vertedouros em degraus. Apesar do estudo de **Kazemipour e Apelt (1983)[68]** apud **Chanson et al. (2002)[37]** considerar inadequado o fator de Darcy-Weisbach para a estimativa da perda de carga em meios rugosos, esse coeficiente é usualmente empregado. As diferentes metodologias utilizadas na determinação desse fator também reflete na ampla faixa de valores encontrados na literatura. Portanto, em virtude do mencionado, neste item serão apresentadas designações distintas para o fator de Darcy-Weisbach (f_{eq}) durante a revisão.

Chanson (2000)[25] relata que o fator de resistência ao escoamento está relacionado ao processo de recirculação dos macrovórtices e a dissipação de energia às transferências de quantidade de movimento entre o fluxo principal e a cavidade. **Wood (1983)[122]** verificou que para vertedouros lisos a aeração do escoamento dentro da camada limite reduz a tensão de cisalhamento. **Chanson (1994)[28]** deduziu que esse efeito também se reproduziria em vertedouros em degraus, mas sem apresentar dados em modelos que validassem suas afirmações. Todavia o autor sugere que o efeito da rugosidade relativa seja não negligenciável. Em posteriores análises, **Matos (1999)[81]** apresenta um estudo desse efeito da aeração no processo de redução desse fator de resistência em vertedouros em degraus. Adiante serão apresentados seus resultados.

O fator de resistência (f_{eq}) de Darcy-Weisbach definido para vertedouros em degraus, como empregado por **Wood (1983)[122]** em calhas lisas e depois **Matos (1999)[81]**, deverá ser determinado pela profundidade equivalente de água, visto, ser esta grandeza utilizada para o cálculo de velocidades médias do escoamento, (3.45).

$$f_{eq} = \frac{8g \cdot d \cdot S_f}{U_m^2} \quad (3.45)$$

sendo: S_f é a declividade da linha de energia do escoamento.

Chanson et al. (2002)[37] e **Amador (2005)[1]** definiram as variáveis intervenientes no estudo desse coeficiente pelas seguintes grandezas descritas em (3.46):

$$f_{eq} = \mathfrak{F} \left(Fr ; Re ; We ; C_m ; \frac{d_{90}}{h} ; \frac{B}{h} ; \theta ; \frac{k_s}{D_{h,w}} ; \frac{k'_s}{D_{h,w}} \right) \quad (3.46)$$

sendo:

Fr , Re e We - números de Froude, Reynolds e Weber, respectivamente;

B e θ - largura e o ângulo do canal;

C_m - concentração média de ar em uma seção transversal do escoamento;

d_{90} - profundidade característica do escoamento;

$D_{h,w}$ - diâmetro hidráulico determinado pela profundidade equivalente de água (d);

k_s - rugosidade de forma;

k'_s - rugosidade devido ao cisalhamento do escoamento.

Segundo **Amador (2005)[1]**, o parâmetro $k'_s / D_{h,w}$ pode ser considerado inexpressivo para a determinação de f_{eq} , uma vez que, a rugosidade de forma predomina no processo. Conforme o mesmo autor, em modelos onde os degraus são suficientemente grandes e número de Reynolds relativamente altos ($> 10^5$), a análise apresentada em (3.46) pode ser reduzida a:

$$f_{eq} = \mathfrak{F} \left(\frac{k_s}{D_{h,w}} ; \text{sen} \theta ; C_m \right) \quad (3.47)$$

Tozzi (1992)[118] apresentou uma relação para estimativa de f_{eq} baseado nas medições das linhas de energia em um conduto de ar escalonado. A justificativa da sua escolha repousa nas dificuldades inerentes às medições em meios bifásicos constatadas durante sua campanha experimental. Para calhas com declividade 1V:0,75H, **Tozzi (1992)[118]** sugeriu:

$$\frac{1}{f_{ar}} = 2,16 + 1,24 \cdot \log \left(\frac{Y_{U_{max}}}{k_s} \right) \quad \text{para } \frac{Y_{U_{max}}}{k_s} > 1,80$$

$$f_{ar} = 0,163 \quad \text{para } \frac{Y_{U_{max}}}{k_s} \leq 1,80 \quad (3.48)$$

sendo:

$Y_{U_{max}}$ - profundidade do escoamento onde a velocidade medida é máxima;

f_{ar} - coeficiente de Darcy-Weibach obtido em conduto de ar escalonado.

A aplicação da formulação de **Tozzi (1992)[118]** deve ser cautelosa, visto que, o efeito de uma mistura bifásica do escoamento não foi considerado no desenvolvimento de sua metodologia de previsão. Portanto, velocidades de escoamento determinadas por (3.47) poderão distorcer a realidade.

Mateos e Elviro (1992)[76], avaliando a dissipação de energia no vertedouro em degraus do modelo reduzido da barragem de Puebla de Cazalla, com declividade 1V:0,8H, estimou que o fator de resistência de Darcy-Weisbach (f_{eq}) estaria compreendido entre 0,113 e 0,087 para $0,2 \leq d^*/L_{cav} < 0,75$ (sendo: d^* é a profundidade do escoamento). Segundo os autores, se o escoamento estivesse suficientemente desenvolvido, esse coeficiente f_{eq} poderia ser somente representado pela relação d^*/L_{cav} .

Chamani e Rajaratnam (1999)[20] na investigação de uma relação geral para o fator de resistência ao escoamento, assumindo um escoamento turbulento rugoso, analisaram os resultados experimentais de seu estudo, como também, das investigações de **Nikuradse, Sorensen (1985)[112]** e **Christodoulou (1993)[40]** e ajustaram o seguinte modelo:

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = 3,53 + 3,85 \cdot \log \left(\frac{d_{90}}{k_s} \right) \quad (3.49)$$

$$c_f = \frac{2g \cdot d_{90} \cdot \text{sen} \theta}{U_m^2} \quad (3.50)$$

Como mencionado antes, **Matos (1999)[81]**, estudando a redução do fator de resistência ao escoamento devido ao emulsionamento de ar, determinou:

$$\frac{f_{eq}}{f_{sar}} = (1 - C_m)^\varphi \quad (3.51)$$

$$\varphi = \frac{1}{0,489 + 0,055 \cdot \left(\frac{d_c}{h}\right)^3} \quad (r = 0,982) \quad (3.52)$$

sendo: f_{sar} é o fator de resistência que ocorreria num escoamento deslizando sobre turbilhões em descarregadores em degraus sem ar emulsionado.

Para estimativa de f_{sar} , **Matos (1999)[81]** com base nos dados de **Tozzi (1992)[118]** obtidos num escoamento homogêneo, propôs a seguinte relação:

$$\frac{1}{\sqrt{f_{sar}}} = 2,20 - 1,14 \cdot \log\left(\frac{k_s}{Y_{U_{max}}}\right) \quad (r = 0,973) \quad (3.53)$$

A complexidade do escoamento bifásico, além das diferentes metodologias de determinação do fator de resistência, é demonstrada pelos trabalhos previamente citados. **Chanson et al. (2002)[37]** ilustraram a dificuldade na obtenção de um critério conciso na previsão dessa grandeza, exemplificado na Figura 3.18. Os autores sugerem representar f_{eq} através de um modelo analítico simplificado que simula a resistência ao arrasto (f_d) numa camada cisalhante pelo seu coeficiente adimensional de expansão ($1/K$), (3.54). **Chanson et al. (2002)[37]** verificaram que para $K = 6,0$, valor adotado numa camada de mistura bifásica, e velocidades compreendidas entre 2-8 m/s, o f_{eq} corresponderia a 0,20, valor intermediário aos obtidos em vertedouro em degraus com declividades superiores a 20°.

$$f_d = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{1}{K} \quad (K = 6,0) \quad (3.54)$$

Na Figura 3.18 subsequente:

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro em degraus;

D_h - diâmetro hidráulico.

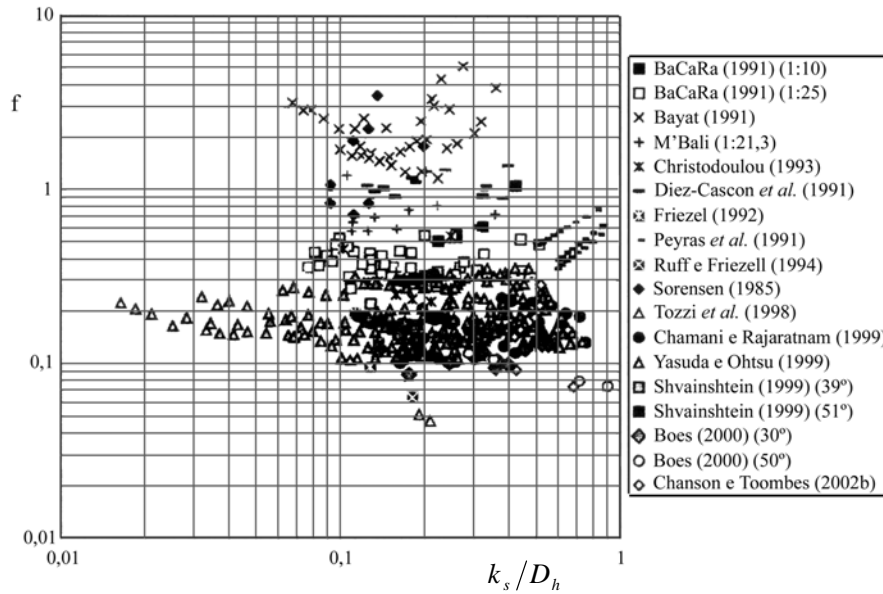


Figura 3.18 - Fatores de resistência de Darcy-Weisbach, segundo diversos autores analisados por Chanson et al. (2002).

Sanagiotto (2003)[107] relaciona o fator de resistência do escoamento verificado em um vertedouro em degraus com um de soleira lisa (f_L). As dimensões do vertedouro empregado pela autora e as altas taxas de vazão específicas ensaiadas fazem essa metodologia bastante apropriada para determinação de f_{eq} na parte não-aerada do escoamento. O modelo segue abaixo:

$$\frac{f_L}{f_{eq}} = 1,8162 \cdot \exp\left(-1,7692 \cdot \frac{L}{L_i}\right) \tag{3.55}$$

$$\text{Limites de aplicação} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{L_i} \leq 2,5 \\ \frac{d}{K_s} \leq 9 \text{ (trecho não - aerado)} \\ \frac{d^*}{K_s} \leq 3 \text{ (trecho aerado)} \\ 2,5 \leq Fr \leq 12,0 \end{array} \right.$$

$$f_L = 2,6976 \cdot Fr^{-1,7068} \tag{3.56}$$

sendo:

f_L - fator de resistência em um vertedouro com calha lisa;

L - posição longitudinal no vertedouro seguindo o desenvolvimento da pseudo-soleira;

L_i - posição longitudinal de início de aeração;

d - profundidade equivalente de água;

d^* - profundidade do escoamento obtida através de uma ponta linimétrica podendo caracterizá-la como $d < d^* \leq d_{90}$;

Fr - número adimensional de Froude.

Boes e Hager (2003)[16] desprezando o efeito de parede no fator de resistência de Darcy-Weisbach, propuseram que esse fator poderia ser descrito pelas relações adimensionais $k_s/D_{h,w}$ e $L_{cav}/D_{h,w}$. Portanto:

$$\frac{1}{\sqrt{f_{eq,b}}} = \frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,42 \cdot \text{sen}(2\theta)}} \left[1 - 0,25 \cdot \log\left(\frac{k_s}{D_{h,w}}\right) \right] \quad \text{para } 19^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (3.57)$$

sendo:

$f_{eq,b}$ - fator de resistência de Darcy-Weisbach de fundo. Segundo **Boes e Hager (2003)[16]**, a resistência ao escoamento pode ser atribuída basicamente a rugosidade de forma de fundo da calha, visto que, as paredes laterais pouco contribuem a grandeza do fator de Darcy-Weisbach;

$D_{h,w}$ - diâmetro hidráulico considerando a profundidade equivalente de água.

A redução do fator de resistência pela aeração do escoamento foi modelada pelos autores anteriormente citados pela seguinte relação:

$$\frac{f_{eq}}{f_{d90}} = 0,5 \cdot \left\{ 1 + \tanh\left[\frac{0,25 - C_m}{C_m(1 - C_m)} \right] \right\} \quad (3.58)$$

sendo: f_{d90} - fator de resistência de Darcy-Weisbach definido pela profundidade característica do escoamento (d_{90}).

Finalizando, **Chanson e Toombes (2004)[36]** propõem a utilização de um f_{eq} igual a 0,24 na parte não-aerada do escoamento.

3.5.2. Dissipação de energia

Na análise dos trabalhos realizados no âmbito de quantificação da dissipação de energia ao longo de vertedouros em degraus, podem-se verificar diversas metodologias que permitem uma avaliação clara das limitações e vantagens de cada método empregado. Basicamente, as metodologias podem ser divididas em deduções teóricas associadas a medições experimentais ou totalmente empíricas, sejam elas diretas ou indiretas; como serão comentadas adiante.

A energia residual pode ser estabelecida pela definição:

$$E_r = d \cdot \cos \theta + \alpha_c \frac{q^2}{2gd^2} \quad (3.59)$$

Matos (1999)[81] sugeriu um α_c igual a 1,16 e **Boes e Hager (2003)[16]** 1,10. Para o cálculo das profundidades equivalentes e velocidades do escoamento, os modelos de **Matos (1999)[81]** e **Meireles (2004)[85]**, conforme ilustrados no item 3.3.4, permitem obter a energia residual no pé do vertedouro tanto para o trecho não aerado quanto para o aerado.

As variáveis intervenientes na dissipação de energia podem ser relacionadas com aquelas descritas em (3.46), referentes ao fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weisbach e a relação (3.45). Experimentalmente, esse processo pode ser quantificado pela determinação das grandezas adimensionais, descritas segundo **Ohtsu e Yasuda (1995)[90]** por:

$$\frac{\Delta E}{E_0} = \frac{E_0 - E_r}{E_0} = \mathfrak{F} \left(N_d ; \frac{H}{d_c} ; \theta \right) \quad (3.60)$$

sendo:

$E_0 = H + 1,5 \cdot d_c$ - energia a montante da crista do vertedouro;

H - altura do vertedouro;

N_d - número de degraus existente.

Para escoamentos sobre regime deslizante de turbilhões, **Ohtsu e Yasuda (1995)[90]** relataram que a dissipação relativa é independente nos números de degraus N_d .

Um dos primeiros trabalhos relacionados com a dissipação de energia em vertedouros em degraus é de **Sorensen (1985)[112]**. Conforme o autor, a energia dissipada por um vertedouro em degraus pode ser comparada com a energia residual em um vertedouro de soleira convencional após sua bacia de dissipação por ressalto hidráulico.

Stephenson (1991)[113], **Tozzi (1992)[118]** e **Pegram et al. (1999)[93]** avaliando o efeito da dimensão do tamanho do degrau no processo de dissipação de energia, fortaleceram o conceito de “dimensão de degraus ótima” (h_{opt}), sugerido por **Matos e Quintela (1995)[82]** apud **Matos (2000)[78]**. **Stephenson (1991)[113]** indicou que a máxima dissipação de energia poderia ser atingida quando a profundidade do escoamento fosse um terço (1/3) da profundidade crítica. A partir desses limites, o aumento da dissipação seria demasiadamente difícil. **Tozzi (1992)[118]** também verificou isso e sugeriu relações h/d_c próximas a 0,27 ou $k_s = 0,0764 \cdot q^{2/3}$ para as condições mencionadas por **Stephenson (1991)[113]**. **Matos e Quintela (1995)[82]** apud **Matos (2000)[78]**, apoiados nos trabalhos citados e de **Diez-Cascon et al. (1991)[43]** sugerem um valor ótimo da altura do degrau que maximize a dissipação de energia da ordem de $h_{opt}/d_c \approx 0,30$. Acima desse limite, os últimos autores relataram um incremento máximo de energia dissipada de 3%. Segundo **Matos (2000)[78]**, esses limites apresentados indicaram dimensões de degraus dentro da faixa atualmente empregada de 0,60 m a 0,90 m (ou 0,50 m e 1,00 m) e vazões específicas compreendidas entre 10 e 20 m²/s. Ainda consideraram que os resultados de **Pegram et al. (1999)[93]** e os de concentração média do escoamento proveniente dos autores acima citados, além de **Chamani e Rajaratnam (1999)[20]** e **Lejeune et al. (1994)[70]** apud **Matos (2000)[78]** indicaram o estabelecimento do regime quase-uniforme em H/d_c superior a 30. **Boes e Hager (2003)[16]** sugerem $H/d_c \approx 24 \cdot (\sin\theta)^{2/3}$. Esses limites são importantes para um prévio dimensionamento.

As dificuldades inerentes às medições ao longo do perfil aerado do escoamento levaram **Diez-Cascon et al. (1991)[43]**, **Tozzi (1992)[118]**, **Pegram et al. (1999)[93]** e **Povh (2000)[99]**, entre outros, a avaliar a dissipação de energia através da determinação da profundidade lenta conjugada do ressalto (d_2) formado no pé do vertedouro. Para a determinação da energia residual, esses autores calcularam, posteriormente, a profundidade

rápida (d_1). Esse procedimento é bastante limitado na quantificação da energia residual, visto que as formulações existentes não consideram um escoamento altamente aerado na determinação das alturas conjugadas do ressalto hidráulico. Como avaliação preliminar para dimensionamento da bacia de dissipação, essa abordagem é satisfatória. **Diez-Cascon et al. (1991)[43]** determinaram para regime deslizante $d_2 = 1,355 \cdot q^{2/3}$, sendo d_2 é a profundidade conjugada lenta do ressalto hidráulico livre formado na bacia de dissipação.

Stephenson (1991)[113] e **Chanson (1994)[28]** consideraram que para um escoamento quase-uniforme na seção a jusante do vertedouro, a energia residual adimensionalizada pela energia específica potencial (E_0), nessa seção, pode ser representada, conforme **Matos e Quintela (1995)[82]**, por:

$$\frac{E_r}{E_0} = \frac{\left(\frac{f_{eq}}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{1/3} \cdot \cos \theta + \frac{\xi}{2} \left(\frac{f_{eq}}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{-2/3}}{\frac{H}{d_c} + \frac{3}{2}} \quad (3.61)$$

sendo:

E_0 - energia a montante da crista do vertedouro igual a energia específica potencial;

H - altura do vertedouro;

f_{eq} - fator de resistência equivalente de Darcy-Weisbach para vertedouros em degraus;

ξ - coeficiente de correção da altura cinética.

Da análise de equação (3.61), **Matos e Quintela (1995)[82]** compararam na Figura 3.19 os fatores de resistências iguais a 1,00, 0,15, 0,10 e 0,05 para $\theta=53^\circ$ e $\xi=1,00$, com os dados experimentais de **Hoston (1987)[65]**, **Christodoulou (1993)[40]**, **Bindo et al. (1993)[15]**, **Sorensen (1985)[112]**, **Diez-Cascon et al. (1991)[43]**, **Tozzi (1992)[118]** e **Lejeune et al. (1994)[70]**. Segundo os autores, a adoção da profundidade característica do escoamento (d_{90}) junto ao pé do vertedouro sobreestima a dissipação de energia. **Matos e Quintela (1995)[82]** sugeriram um valor de pré-dimensionamento de $f = 0,10$ compreendido entre 0,05 e 0,15, limites plausíveis recomendados.

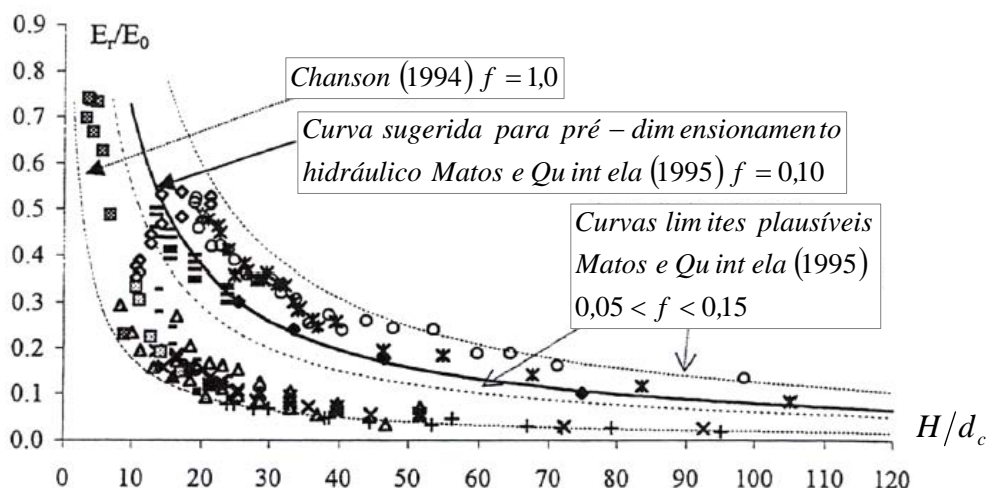


Figura 3.19 – Energia específica residual, dados experimentais e curva de regressão propostas por Matos e Quintela (1995) de limites plausíveis de $0,05 < f < 0,15$ ($f = 0,1$) e por Chanson (1994) $f = 1,0$ adaptado de Matos (1999) apud Amador (2005). $0,12 \text{ m} \leq h \leq 1,5 \text{ m}$ (valores de protótipo e $51^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$).

Na Figura 3.19:

H - altura do vertedouro;

d_c - profundidade crítica do escoamento.

Sanagiotto (2003)[107], no âmbito do projeto P&D desenvolvido no IPH, comparou seus resultados com diversos autores referenciados na Figura 3.20. A energia dissipada foi obtida através de medições de profundidade do escoamento com uma ponta linimétrica. Após a aeração do escoamento, $H/d_c > 10$, a dificuldade inerente à obtenção dessa profundidade é representada pela dispersão dos dados encontrados pela autora. Para o trecho não-aerado do escoamento averigua-se que a dimensão do degrau não influencia a dissipação de energia como mencionado por **Ohtsu e Yasuda (1995)[90]**.

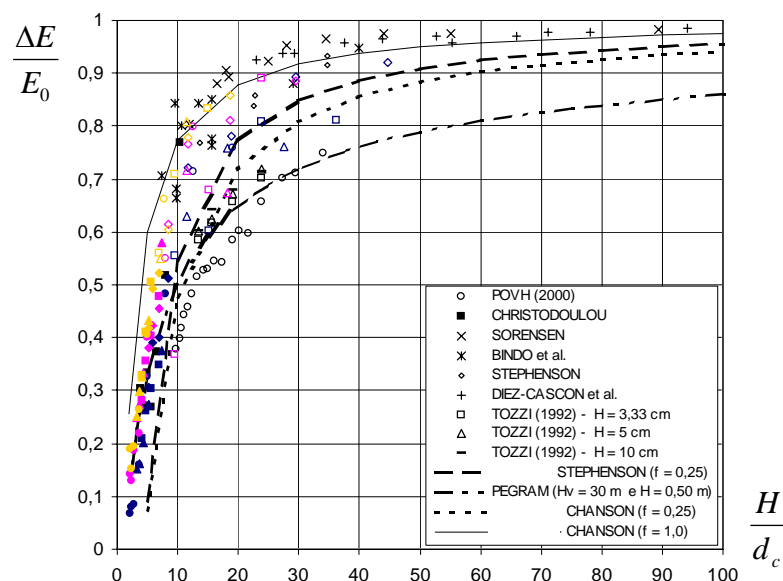


Figura 3.20 - Resultados experimentais obtidos por Sanagiotto (2003) de dissipação de energia em relação à energia de montante, comparados com os dados e proposições de outros pesquisadores. Observação: os dados de SORENSEN, BINDO, STEPHENSON e DIEZ-CASCÓN, foram retirados de CHANSON (1994). Os dados de Sanagiotto (2003) são os coloridos. As linhas representam a equação $[1 - E_r/E_0]$, sendo $[E_r/E_0]$ apresentado em (3.61). (Fonte: Sanagiotto, 2003).

As variáveis que aparecem na Figura 3.20 representam:

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{E_r}{E_0} - \text{percentagem da dissipação de energia em relação a energia de montante}$$

ou potencial (E_0);

H - altura do degrau (nomenclatura usada somente na Figura 3.20 e na Figura 3.21 subsequente);

H_v - altura do vertedouro (nomenclatura usada somente na Figura 3.20 e na Figura 3.21 subsequente);

d_c - profundidade crítica do escoamento.

A autora também comparou a dissipação entre um vertedouro liso e um escalonado (Figura 3.21). Verifica-se visualmente o efeito do aumento das dimensões dos degraus no crescimento da dissipação de energia do escoamento. Após o afloramento da camada limite, foram observadas reduções de energia variando entre 60-94%. Isso reflete diretamente numa considerável economia em termos de custos de implantação de bacias de dissipação jusante do vertedouro, e, portanto, no custo global do barramento.

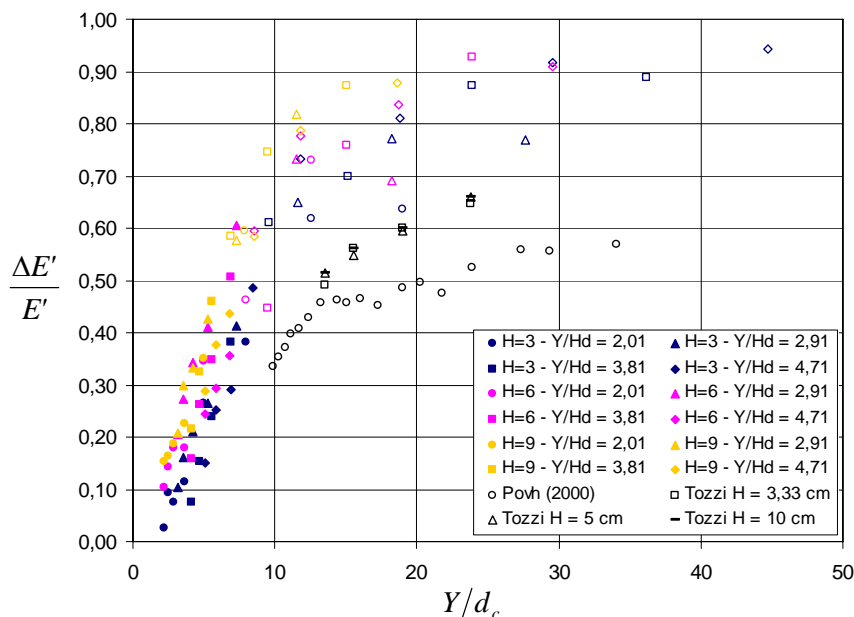


Figura 3.21 - Resultados experimentais obtidos por Sanagiotto (2003). Dissipação de energia em relação a um vertedouro liso (Y = posição vertical em relação à crista e H_d é a carga de projeto = 0,40 m) e comparação com os resultados de Povh (2000) e Tozzi (1992).

As variáveis que aparecem na Figura 3.21 representam:

$\frac{\Delta E'}{E'} = \frac{(E' - E_p)}{E'}$ - percentagem da dissipação de energia entre uma calha lisa e escalonada;

E' - energia em uma determinada elevação no vertedouro de calha lisa;

E_p - energia em um vertedouro de calha em degraus na mesma elevação do vertedouro com calha lisa comparada;

Y - posição vertical em relação a crista do vertedouro (nomenclatura usada somente na Figura 3.21, sendo no presente estudo igual a Z);

H_d - lâmina de projeto da ogiva do perfil Creager igual a 0,40 m;

H - altura do degrau (nomenclatura usada na Figura 3.20 e na Figura 3.21 apenas);

d_c - profundidade crítica do escoamento.

Por fim, **Boes e Hager (2003)[16]** apresentaram modelos de previsão da dissipação de energia considerando um fator de resistência de fundo (f_b), a profundidade relativa equivalente do escoamento ($k_s/D_{h,w}$) e altura relativa do vertedouro (H/d_c).

$$\frac{E_r}{E_0} = \exp \left\{ \left[-0,045 \cdot \left(\frac{k_s}{D_{h,w}} \right)^{0,1} \cdot (\text{sen}\theta)^{-0,8} \right] \cdot \frac{H}{d_c} \right\} \quad \text{para } \frac{H}{d_c} < 15 - 20 \quad (3.62)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{E_r}{E_0} &= \frac{F}{\frac{H}{d_c} + F} \\ F &= \left(\frac{f_b}{8 \cdot \text{sen}\theta} \right)^{1/3} \cdot \cos\theta + \frac{\alpha_c}{2} \cdot \left(\frac{f_b}{8 \cdot \text{sen}\theta} \right)^{-2/3} \end{aligned} \right\} \quad \text{para } \frac{H}{d_c} < 15 - 20 \quad (3.63)$$

3.6. ESTUDOS SOBRE PRESSÕES EM CALHAS EM DEGRAUS

Uma das técnicas relativas às obtenções de esforços hidrodinâmicos em contornos sólidos em estruturas hidráulicas está associada a medições de pressões pontuais através de orifícios junto à soleira.

As experiências acumuladas nos estudos em bacia de dissipação por ressalto hidráulico baseados nessa técnica têm provido orientações úteis na compreensão de flutuações de pressão em escoamentos macroturbulentos bifásicos (*a e. de Lopardo, 1986[72]; Toso e Bowers, 1988[117] e Fiorotto e Rinaldo, 1991[50]*).

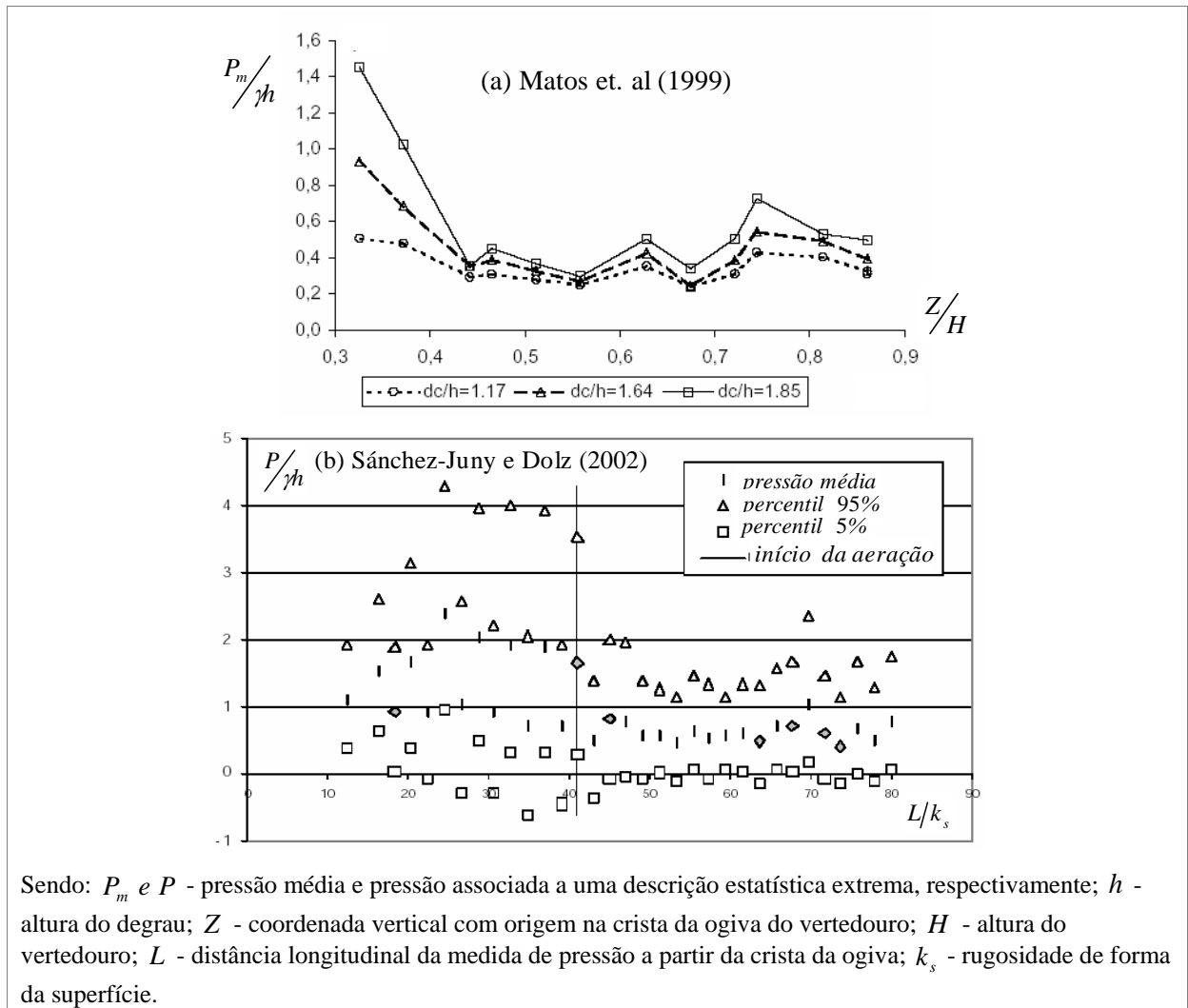
Em vertedouros escalonados, poucos trabalhos foram focados numa investigação detalhada da caracterização dos esforços hidrodinâmicos, como **Tozzi (1992)[118]**, **Olinger (2001)[91]**, **Sánchez-Juny (2001)[108]** e, mais recentemente, **Amador (2005)[1]**. Cada um desses autores propôs avaliar o campo de pressões utilizando a técnica supracitada.

O campo de pressão reflete as características locais do escoamento e, portanto, apesar de apresentar um padrão comportamental similar dentro das diversas cavidades num vertedouro, sua quantificação está diretamente associada às velocidades e à quantidade de ar presente no escoamento, dentre outras características.

Há um consenso na comunidade científica que posiciona as menores pressões médias nos trechos superiores dos paramentos vertical dos degraus e as maiores nos trechos externos dos patamares. As maiores flutuações de pressão também estão situadas nas posições acima mencionadas. Com relação aos esforços mais críticos registrados ao longo da calha sabe-se, atualmente, que estão associados à região próxima ao afloramento da camada limite, conforme observações de **Matos et al. (1999)[84]**, **Sánchez-Juny e Dolz (2002)[109]**, **Amador et al. (2004)[3]** e **Amador (2005)[1]**. Outro resultado importante desses estudos decorre da identificação de um comportamento ondulatório no campo de pressão após o início da aeração (Figura 3.22), também comentado por **Gomes et al. (2005)[59]**. Esses autores concluíram que o escoamento interno nos degraus é subdividido em duas zonas distintas: uma externa, governada pelo impacto do jato (até 40% do comprimento do patamar com origem na extremidade externa) e outra, mais interna, controlada pela recirculação dos turbilhões. Além disso, observaram que as pressões médias aumentam com o acréscimo de vazão para um mesmo degrau analisado, tanto no espelho quanto no patamar.

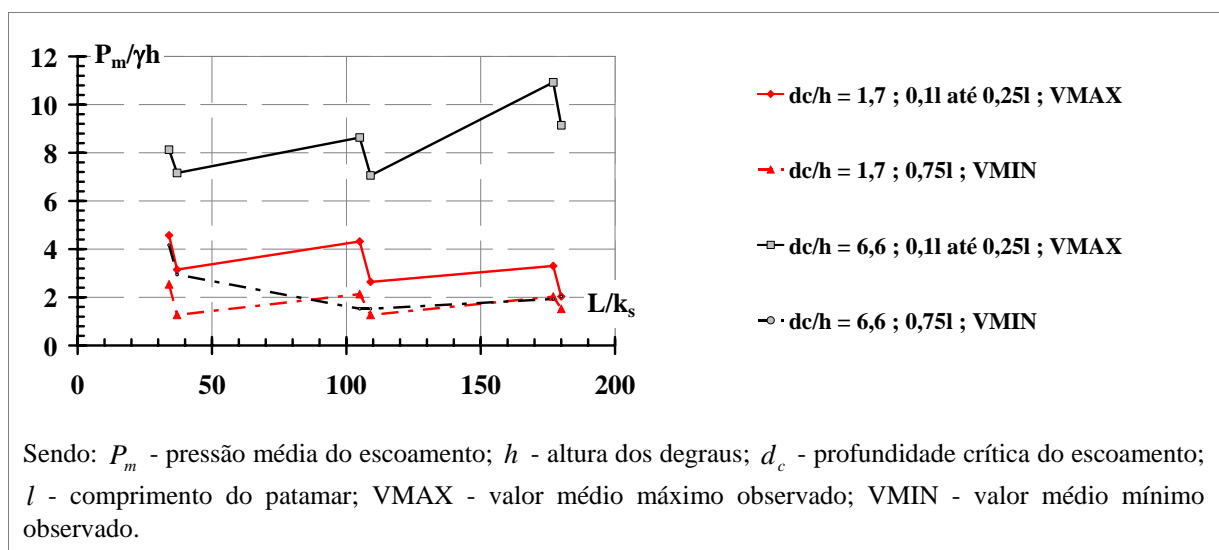
Um dos primeiros trabalhos, referente à medição de pressão em degraus de vertedouros, é de **Houston (1987)[65]**. Estudando um modelo reduzido em escala 1:15 da barragem de Upper Stillwater ($H = 62$ m, $h \approx 0,45$ m com duas declividades - 1V:0,32H na parte superior, até 22 metros abaixo da soleira, e 1V:0,60H, no restante da calha), o autor mediu pressões ao longo da calha do vertedouro com piezômetros nos paramentos vertical e horizontal dos degraus. A máxima relação d_c/h ensaiada foi 1,9. **Houston (1987)[65]** concluiu que as pressões observadas não ofereciam riscos à integridade das estruturas, motivo que pode ser atribuído à baixa vazão específica testada.

Frizell e Melford (1991)[53] estudaram o campo de pressões em canais escalonados com declividade 1V:2H e altura de degraus de 0,60 m (escala geométrica 1:12) e relações d_c/h entre 1,7 a 10. Os autores monitoraram pressões médias em degraus sucessivos instalados nas posições L/k_s desde 34 até 177 (valores médios aproximados), através de 22 pontos piezométricos espalhados entre o patamares e o espelho de seis degraus. Seus resultados (Figura 3.23) indicaram o impacto do jato do escoamento na parte externa do patamar do degrau com uma zona de baixa pressão localizada no trecho mais interno. Esta zona de baixa pressão sobre o patamar, segundo os autores, foi influência da camada cisalhante ali formada. O estudo menciona que o trecho mais sujeito a incipiência a cavitação será a parte externa do paramento vertical do degrau.



Sendo: P_m e P - pressão média e pressão associada a uma descrição estatística extrema, respectivamente; h - altura do degrau; Z - coordenada vertical com origem na crista da ogiva do vertedouro; H - altura do vertedouro; L - distância longitudinal da medida de pressão a partir da crista da ogiva; k_s - rugosidade de forma da superfície.

Figura 3.22 - Evolução de pressão média medida no centro do paramento horizontal do degrau ao longo da calha de vertedouro com declividade $IV:0,8H$, degrau de 0,10 m de altura e H igual a 4,30m. (a) (Fonte: Matos et al., 1999);(b) d_c/h igual 2,25 (Fonte: Sánchez-Juny e Dolz, 2002).



Sendo: P_m - pressão média do escoamento; h - altura dos degraus; d_c - profundidade crítica do escoamento; l - comprimento do patamar; VMAX - valor médio máximo observado; VMIN - valor médio mínimo observado.

Figura 3.23 - Resultados de Frizell e Melford (1991) para rápidos com declividade $IV:2H$ e degraus de 0,60m, em degraus sucessivos.

Bayan Jardin (1992)[13] estudou o campo de pressão com sondas piezoresistivas ao longo da calha em degraus da barragem La Puebla de Cazalla ($h = 0,90$ m e declividade 1V:0,8H), em um modelo reduzido na escala geométrica 1:16 (modelo de Froude). Segundo o autor, o modelo indicou três pontos críticos de pressões ao longo da calha: (a) um no início; (b) outro no meio e (c) um no final; mas, nenhum deles demonstrou risco substancial para a integridade da estrutura em concreto. Infelizmente, seus resultados não servirão para nenhuma comparação, uma vez que, o autor não indicou no trabalho os pontos de medições de pressões amostradas e nem as vazões ensaiadas para elas. Acredita-se que a vazão específica máxima ensaiada foi a de projeto da barragem, igual a $0,74$ m²/s (protótipo). Se isto for confirmado, para essa taxa de vazão específica, as pressões ali apresentadas estão certamente fora de risco de cavitação da estrutura. Todavia seus resultados indicaram, também, o comportamento ondulatório observado pelos autores já referenciados.

Tozzi (1992)[118] analisou um vertedouro em degraus na declividade 1V:0,75H, largura de $0,70$ m, altura de $2,10$ m e degraus variando entre $0,0333$ m e $0,10$ m (modelo). Ao longo da calha foram instalados diversos piezômetros nas proximidades da ponta dos degraus, sendo que em dois degraus fixos foram conectados transdutores de pressão. Nessas posições, o autor adquiriu amostras de 10 s de duração e verificou pressões instantâneas variando entre $-0,50$ m.c.a e $+0,40$ m.c.a (modelo). Sua faixa de vazão específica ensaiada foi de $0,9 \leq d_c/h \leq 4,8$, similar à ensaiada aqui no presente estudo. **Tozzi (1992)[118]** sugeriu maiores vazões específicas para determinação de condição de incipiência à cavitação. Não foi possível identificar a frequência de aquisição utilizada no estudo. Seus resultados serão apresentados na comparação com os dados obtidos na presente tese.

Fernández (1994)[49] realizou um estudo pioneiro em vertedouros escalonados com declividades 1V:0,75H e 1V:1H. Ensaando um modelo físico na escala 1:25, o autor verificou a influência de elevadas dimensões de degraus ($2,10$ metros de altura em protótipo), bem como o comportamento de linha de água e do campo de pressões resultante da introdução de um aerador nos primeiros degraus e paredes laterais convergentes no vertedouro. Os resultados mostraram que a implementação desse dispositivo de aeração não alterou significativamente o valor das pressões positivas e negativas registradas nos degraus, que ficaram dentro dos limites de durabilidade permitidos para estruturas hidráulicas de concreto, mesmo para as altas vazões específicas 41 m²/s e $61,25$ m²/s (d_c/h iguais a $2,6$ e $3,4$) e a altura do vertedouro de 175 m esperadas para o protótipo. É possível que a convergência

lateral do vertedouro retarde o crescimento da camada limite e, portanto, do desenvolvimento de um campo de pressões crítico.

Sánchez-Juny (2001)[108] estudou o campo de pressões na zona aerada do escoamento em um vertedouro com declividade 1V:0,8H e degraus com altura igual a 0,10 m. O autor desenvolveu modelos de previsão para esse trecho do escoamento que serão comparados com os resultados do presente estudo. Dentre suas análises, aquela com especial importância para o presente trabalho é a apresentada na Figura 3.24. Segundo o autor, os patamares dos degraus estariam sujeitos a pressões negativas entre $0,9 < y/l < 0,4$, o que difere do verificado nos estudos aqui conduzidos. Isso poderá ser explicado pelas diferentes configurações de orifícios de medidas empregada por **Sánchez-Juny (2001)[108]**.

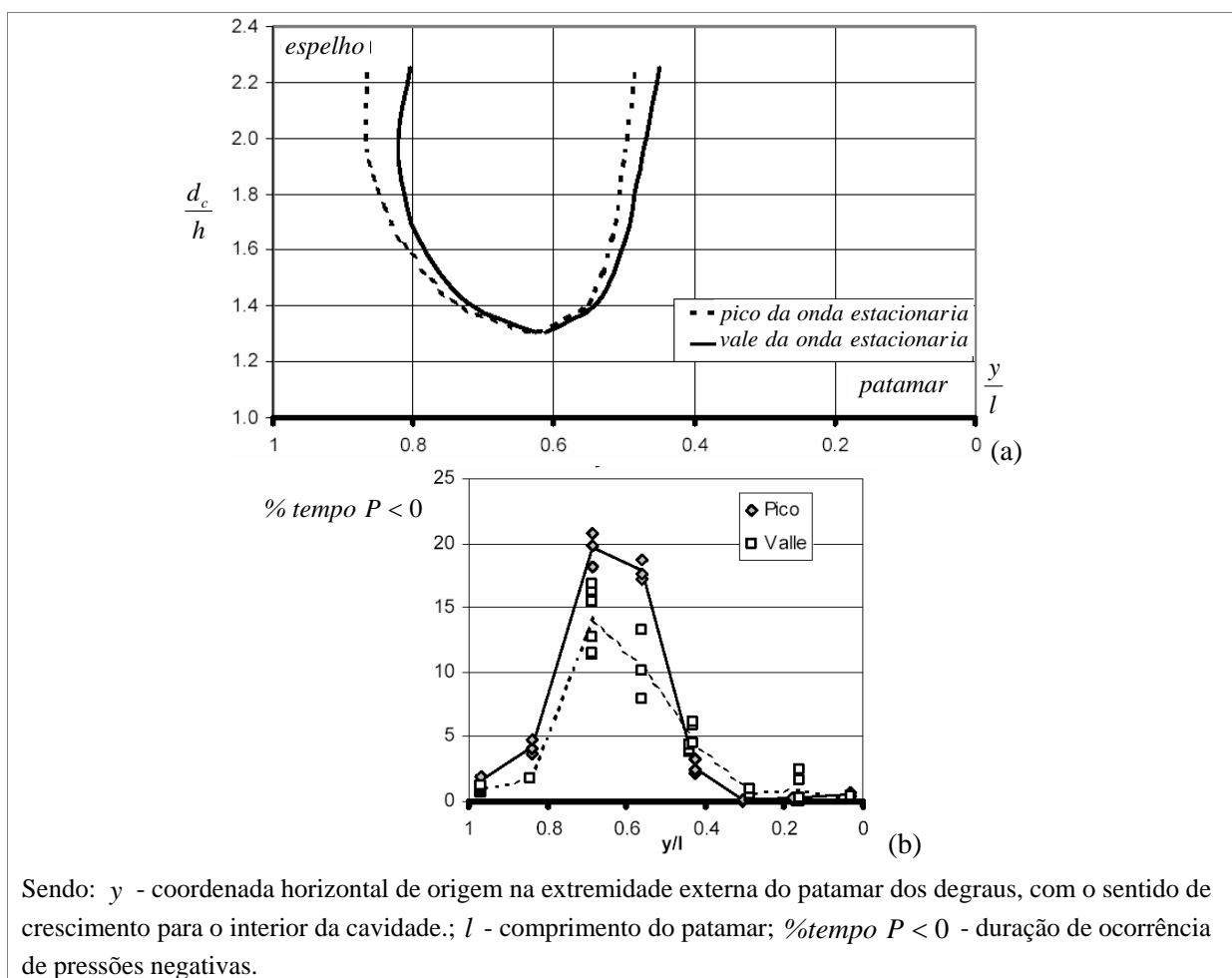


Figura 3.24 – Resultados de Sánchez-Juny (2001): (a) zona de pressões negativas nos patamares; (b) duração de ocorrência de pressões negativas nos patamares. (Fonte: Amador, 2005).

Olinger e Brighetti (2002)[92] publicaram um trabalho caracterizando o campo de pressões na parte não-aerada do escoamento em vertedouros com declividade 1V:0,75H e

degraus de 0,60m, delineado nos estudos experimentais de **Olinger (2001)[91]**. Os autores verificaram a existência de uma relação entre o número de Froude e as pressões médias ocorrentes no patamar do degrau para uma mesma relação d/k_s . Esse resultado também foi verificado nas análises aqui elaboradas e está apresentado com os resultados de **Olinger (2001)[91]** na Figura 3.25.

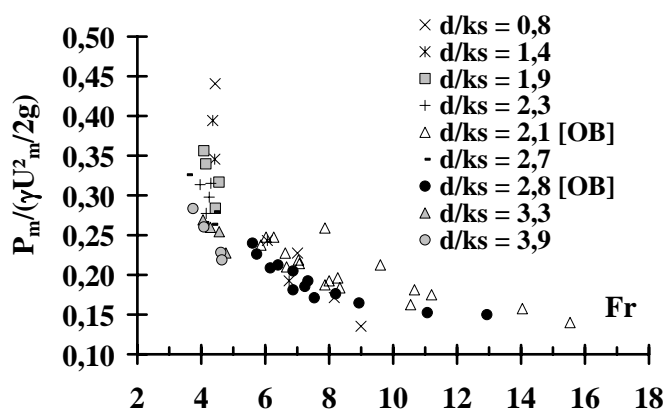


Figura 3.25 - Relação entre o coeficiente de pressão média e o número de Froude para diferentes profundidades relativas (d/k_s) do escoamento para uma calha em degraus com declividade 1V:0,75H. (Fonte: Olinger e Brighetti, 2002 [OB]) e presente estudo.

Na Figura 3.25:

P_m - pressão média;

U_m - velocidade média do escoamento na seção de medição de pressão;

d - profundidade equivalente de água;

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro;

$$Fr = \frac{q}{\sqrt{g d^3}} \text{ - número adimensional de Froude.}$$

Chen et al. (2002)[38], fazendo uso do método fracionário de volume do fluido (*fractional volume of fluid method*) e o modelo de turbulência $\kappa-\varepsilon$, com malha não estruturada, simularam as características médias do escoamento em um vertedouro com 0,76 m de altura, declividade 1V:0,75H e degraus com 0,06 m de altura na zona não aerada. Dentre elas, o campo de pressões ao longo de toda a calha foi obtido para uma vazão de d_c/h igual a 1,3.

Os autores validaram seus resultados através de um modelo físico de mesmas dimensões utilizado no método numérico, indicando comportamentos médios semelhantes entre eles. A grande vantagem da simulação numérica é a disponibilidade de se verificar as características do escoamento em qualquer ponto e tempo sendo, em muitas situações, uma investigação com custos baixos. Entretanto, **Chen et al. (2002)[38]** não apresentaram os esforços flutuantes, provavelmente decorrentes das dificuldades da simulação dessas características em um modelo de turbulência $\kappa - \varepsilon$.

Um trabalho de elevada importância na investigação de esforços hidrodinâmicas foi de **Amador (2005)[1]**. Seus modelos de previsão de pressão, determinados para vertedouros com declividade 1V:0,8H e degraus 0,05 m, 0,07 m e 0,10 m, serão utilizados para comparação com os resultados aqui obtidos. Além desse autor, **Sánchez-Juny (2001)[108]** e **Gomes et al. (2005)[59]**, realizaram estudos que ilustram a cascata energética turbulenta nos escoamentos em vertedouros em degraus. A Figura 3.26 e a Figura 3.27 apresentam os resultados de **Amador (2005)[1]** para o patamar (0,14 do comprimento do patamar) e **Gomes et al. (2005)[59]** para o espelho (0,06 da altura do espelho), a partir dos dados experimentais de pressão. Segundo **Amador (2005)[1]**, as frequências dominantes estão na ordem de 10 Hz e não variam muito com as condições de escoamento. A Figura 3.27 ilustra: (a) os dados de pressão normalizados; (b) um mapa de contorno da energia espectral das ondaletas e (c) um espectro de energia global similar à usual análise espectral de Fourier.

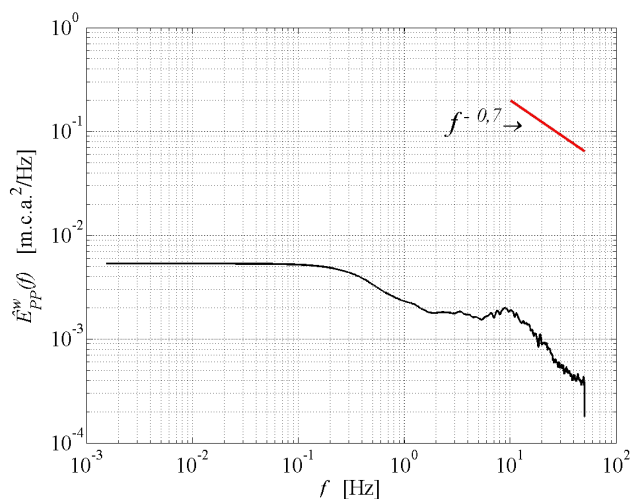


Figura 3.26 – Função densidade espectral obtida por Amador (2005) para relação d_c/h igual a 3,21; na tomada de pressão posicionada no patamar à uma distância de 0,14 do comprimento do mesmo em relação à extremidade externa do degrau e $L/k_s = 59$ da crista da ogiva. Vertedouro com degraus com altura de 0,07 m e declividade igual a 1V:0,8H. Dados experimentais foram cortesia do autor do estudo.

Na Figura 3.26:

$\hat{E}_{pp}^w(f)$ - função de densidade espectral segundo o método de Welch;

f - frequência.

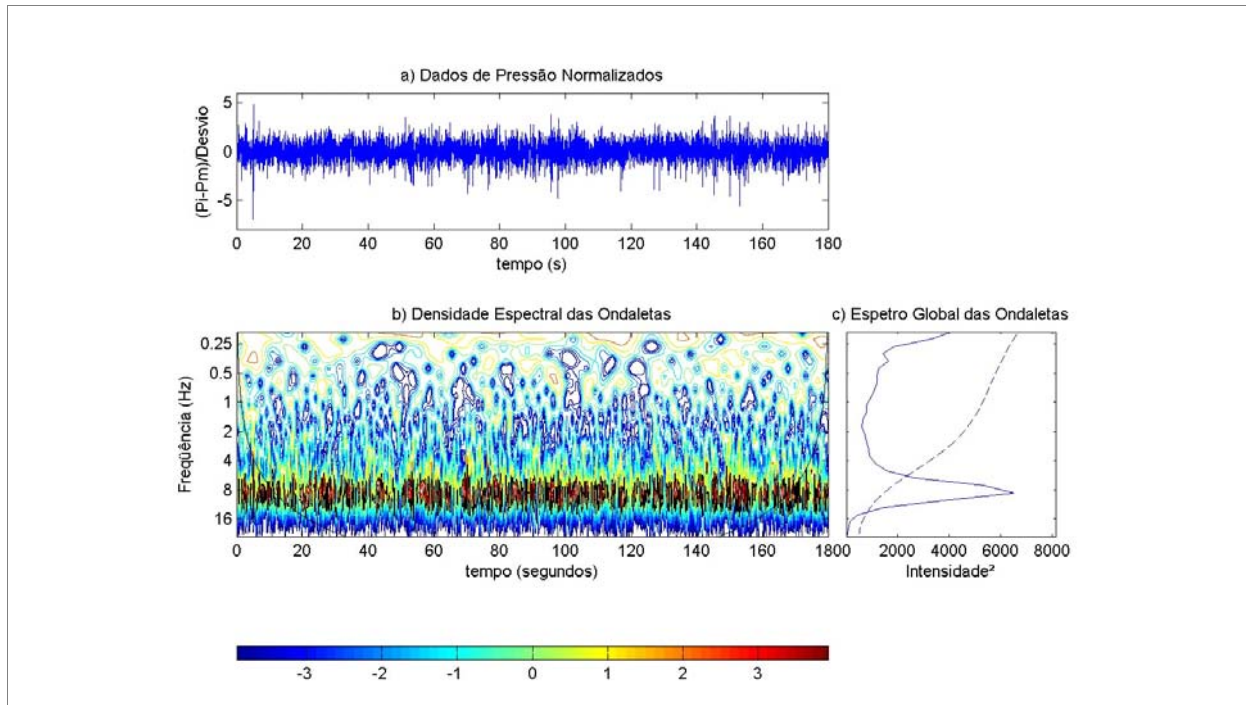


Figura 3.27 - Análise das frequências dominantes pelo método das Ondaletas, realizada por Gomes et al. (2005), para a tomada de pressão posicionada em 0,05 da altura do degrau (h) no espelho e a uma distância de 4,57 h da crista da ogiva do vertedouro. Medições efetuadas em uma calha com declividade IV:1H.

Nos estudos de **Amador (2005)[1]**, seus resultados indicaram que as pressões mais críticas para a ocorrência da incipiência de cavitação estavam localizadas no trecho $z/h = 0,07$. Adimensionalizado os dados de pressão pelo termo cinético médio, bem como, adotando os modelos de determinação de velocidades médias de **Matos (1999)[81]**, o autor definiu modelos teórico-experimentais através da formulação padrão (3.64) e de três parâmetros a, b, c apresentados na Tabela 3.2:

$$C_{p0,1\%} = \frac{P_{0,1\%}}{\gamma \frac{U_m^2}{2g}} = \frac{a}{[1 - b \cdot \exp(-cs')]} \quad (3.64)$$

sendo:

a, b, c - parâmetros do modelo;

s' - posição longitudinal relativa ao longo do vertedouro definida em (3.24) e determinada segundo as equações (3.21) e (3.22), propostas por **Amador (2005)[1]**;

$P_{0,1\%}$ - pressão com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores.

Tabela 3.2 – Parâmetros do modelo de previsão de pressões desenvolvido por Amador (2005).

Posição interna	Coef. de pressão	a	b	c
$z/h = 0,07$	C_{σ_p}	0,039	0,598	0,046
	$C_{p0,1\%}$	0,358	0,543	0,062
$y/l = 0,14$	C_{p_m}	0,153	0,471	0,061
	C_{σ_p}	0,121	0,400	0,067

sendo:

z - coordenada vertical de origem na extremidade externa do espelho dos degraus, com o sentido de crescimento para o interior da cavidade; y - coordenada horizontal de origem na extremidade externa do patamar dos degraus, com o sentido de crescimento para o interior da cavidade.

$$C_{p_m} = \frac{P_m}{\frac{U_m^2}{2g}} \quad (3.65)$$

sendo: C_{p_m} - coeficiente de pressão médio.

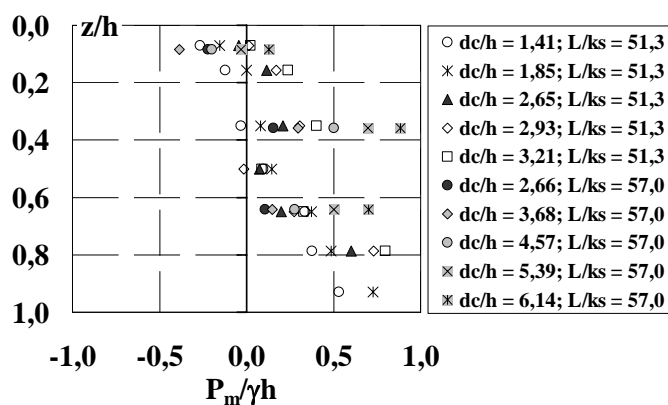
$$C_{\sigma_p} = \frac{\sigma_p}{\frac{U_m^2}{2g}} \quad (3.66)$$

sendo C_{σ_p} - coeficiente de pressão flutuante com base no desvio amostral registrado.

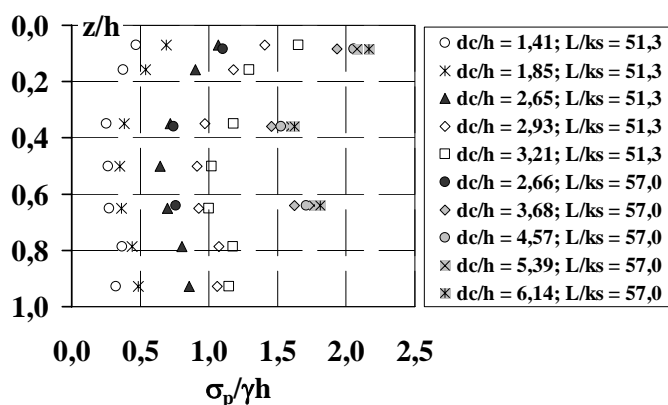
A metodologia desse autor foi subsídio para estabelecer os modelos de previsão de pressão estabelecidos no presente estudo.

Por último, **Sánchez-Juny e Dolz (2005)[110]**, com as mesmas configurações experimentais empregadas por **Sánchez-Juny (2001)[108]**, caracterizaram o campo de pressão sob influência do regime de transição e do deslizante sobre turbilhões nos patamares dos degraus. Indicaram que maiores pressões ocorreram para o regime deslizante que, além disso, apresentou um comportamento ondulatório estável das pressões sobre o vertedouro.

Gomes et al (2006)[58] fizeram uma comparação de pressões médias e flutuantes obtidas em duas instalações experimentais distintas com declividades próximas a 1V:0,75H. Os resultados indicaram padrões comportamentais similares (Figura 3.28) com maiores flutuações junto a seção de afloramento da camada limite (Figura 3.29).



(a)



(b)

Figura 3.28 – Média (a) e Desvio padrão (b) das flutuações de pressões nos espelhos dos degraus para: $L/ks = 57,0$ (dados obtidos no presente estudo); $L/ks = 51,3$ (Amador, 2005). (Fonte: Gomes et al., 2006).

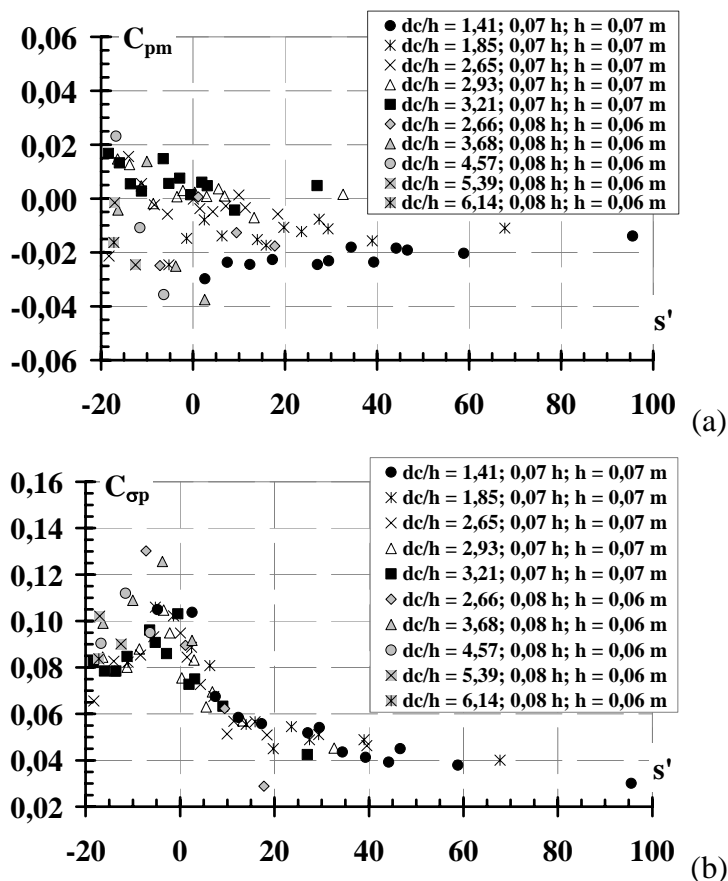


Figura 3.29 – Evolução dos coeficientes de pressão média (a) e flutuante (b) nos espelhos: $z/h = 0,08$ (dados obtidos no presente estudo); $z/h = 0,07$ (Amador, 2005). (Fonte: Gomes et al., 2006).

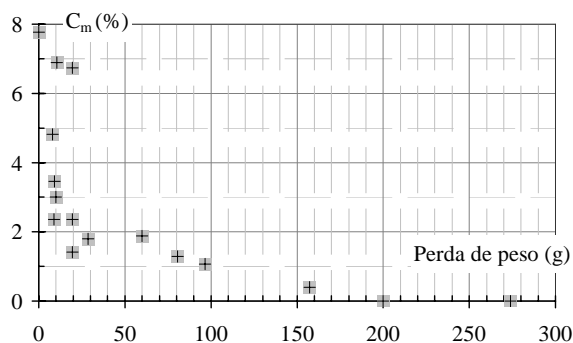
3.7. CAVITAÇÃO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS

Segundo **Arndt (1981)[11]**, a cavitação é o fenômeno dinâmico mais comum de ocorrer em escoamentos de líquidos com altas velocidades, que consiste na formação e subsequente colapso de bolhas de vapor. O colapso é muito rápido e origina ondas de choque de alta pressão, as quais, por efeito mecânico, provocam danos às superfícies.

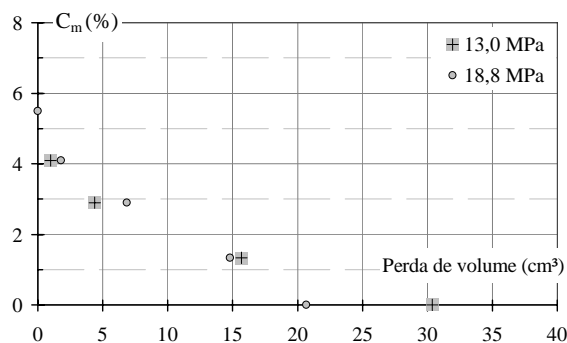
Na análise de risco de cavitação, o estudo de velocidades e pressões extremas, bem como a aeração natural ou forçada, podem estabelecer critérios e ou procedimentos mitigadores para atenuar esse fenômeno. A severidade do dano está diretamente associada à intensidade da cavitação e seu tempo de atuação.

Peterka (1953)[94] e **Russell e Sheehan (1974)[106]** apud **Chanson (1988)[22]** realizaram experimentos em superfícies de concreto e mostraram que concentrações de ar entre 1 e 2% junto à fronteira sólida reduziram substancialmente a erosão por cavitação, e que

acima de 5-7%, não foi observado nenhuma erosão. Seus resultados podem ser vistos na Figura 3.30 subsequente.



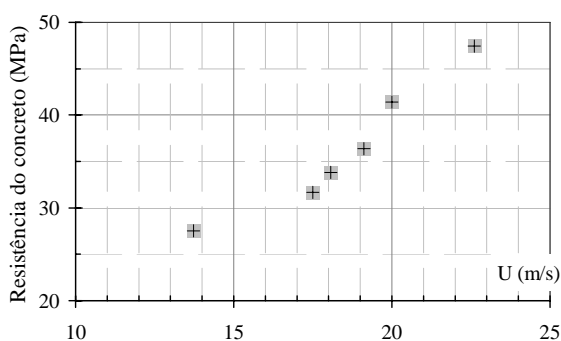
(a) Peterka (1953): influência da incorporação de ar na mitigação da erosão de superfícies de concreto por cavitação, sujeita à um escoamento com velocidade de 30,5 m/s.



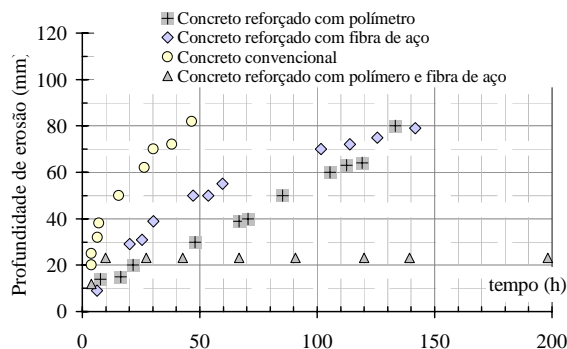
(b) Russell e Sheehan (1974): influência da incorporação de ar na mitigação da erosão de superfícies de concreto por cavitação, sujeita à um escoamento com velocidade de 46 m/s.

Figura 3.30 – Influência da aeração do escoamento na erosão por cavitação. Resultados experimentais obtidos por: (a) Peterka (1953); (b) Russell e Sheehan (1974). Adaptado de Chanson (1988).

Gal’perin et al. (1971)[55] apud Chanson (1988)[22] e depois Houghton et al. (1978)[64] apud Chanson (1988)[22] avaliaram a influência do tipo e resistência do concreto empregado em estruturas hidráulicas na dinâmica da erosão por cavitação. Seus resultados podem ser apreciados na Figura 3.31. Ambos os estudos demonstraram relevante contribuição para o delineamento de critérios mais seguros no dimensionamento de vertedouros.



(a) Gal’perin et al. (1971): resistência do concreto empregado em vertedouros necessária para evitar erosão por cavitação em escoamentos onde o fenômeno já se encontra estabelecido.



(b) Houghton et al. (1978): influência do tempo de exposição à cavitação na profundidade da fossa de erosão, conforme o tipo de concreto empregado.

Figura 3.31 – Influência do tipo de concreto empregado na dinâmica da erosão por cavitação proveniente de escoamentos em altas velocidades. Resultados experimentais obtidos por: (a) Gal’perin et al. (1971); (b) Houghton et al. (1978). Adaptado de Chanson (1988).

Estruturas coerentes são, normalmente, responsáveis por danos por cavitação, sendo distribuídas aleatoriamente no tempo e espaço (Arndt, 2002[10]). Essas estruturas podem ser observadas em diversos escoamentos turbulentos cisalhantes, como os ocorrentes em vertedouro em degraus. Segundo Daily e Johnson (1956)[42] e, posteriormente, Arndt e Ippen (1968)[9] apud Arndt (2002)[10], os núcleos cavitacionais (*cavitation nuclei*) chegam à fronteira sólida através de grandes estruturas vorticiais (*large-scale vortical structures*) que migram do escoamento para o interior da camada limite. Dentro dessas estruturas, esses estudiosos conseguiram, por simulações experimentais, registrar pressões instantâneas da ordem de 10 vezes o *root mean square* (R.M.S.) da pressão junto à parede. Tomita e Shima (1986)[116] relataram que a interação entre bolhas formadas e as ondas de choque podem ser associadas a jatos de velocidades da ordem de 200 m/s e golpes de Aríete de 300 MPa.

Rood (1991)[105] verificou que esse processo físico está associado, principalmente, à interação entre a dinâmica das bolhas de ar e essas estruturas vorticiais mencionadas anteriormente. Joseph (1998)[67] relatou que o limiar de cavitação está mais relacionado com a máxima tensão de cisalhamento ocorrente no líquido do que, propriamente, com a pressão termodinâmica no escoamento. Por fim, Gindoz e Billet (1998)[56], estudando cavitação em protuberâncias, concluíram que esse fenômeno está fortemente influenciado pelo conteúdo do núcleo das bolhas e, portanto, com a qualidade da água verificada no escoamento.

Baur e Kongeter (2001)[12] abordaram esse efeito da qualidade de água e das condições do escoamento na determinação da pressão crítica para incipiência à cavitação. Segundo os autores, se o fluido não possui resistência às forças cisalhantes do escoamento, o processo de cavitação irá se iniciar quando no fluxo houver tensões da ordem da pressão de vapor do líquido. Entretanto, devida uma alta concentração de gás dissolvido no meio, a pressão crítica poderá ser superior à tensão de vapor do líquido e o processo iniciará antes que o previsto. Baur e Kongeter (2001)[12] disseram que, em função de não existir registros de qualidades de águas semelhantes entre os protótipos e os modelos, é de se esperar efeitos de escala na modelagem desse fenômeno.

Lopardo (1982)[73], estudando flutuações de pressões em bacias de dissipação por ressalto hidráulico, declara que os modelos convencionais de Froude são incapazes de simular o fenômeno de cavitação corretamente. Segundo o autor, evidências mostraram que o fenômeno só pode ser identificado quando o modelo e o protótipo trabalharem na mesma faixa de velocidade. As principais incertezas e limitações decorrentes da adoção dessa

metodologia são: (a) se o modelo mostrar cavitação em um determinado ponto, o campo de pressão ao redor desse ponto pode não ser real; (b) se o modelo mostrar tendência à cavitação não é possível avaliar os danos na estrutura do protótipo; (c) se a pressão mínima está localizada no interior do fluido (afastado da parede), a tendência à cavitação não pode ser determinada; (d) a vibração induzida pela cavitação não pode ser simulada em modelos com semelhança de Froude. Posteriormente, **Lopardo (1996)[71]**, comparando dados de pressões entre protótipo e modelo de Froude, recomenda o uso das pressões extremas mínimas com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores para identificar processos de incipiência à cavitação.

Elviro e Mateos (1996)[45] estabeleceram alguns critérios para durabilidade dos degraus em vertedouros com declividades 1V:0,8H. Os autores indicaram que vazões específicas da ordem de 10 m²/s em protótipo levariam a ocorrências de pressões negativas suficientes para a incipiência a cavitação.

Matos et al. (2001)[83] propuseram um modelo teórico-experimental de ocorrência de cavitação na seção de afloramento da camada limite, baseado nas conclusões obtidas por **Matos (1999)[81]** e nos estudos de **Falvey (1982[48], 1990[47])** e **Tozzi (1992)[118]**. A Figura 3.32 resume seus resultados para um vertedouro em degraus na declividade 1V:0,75H e degraus com 0,60 m de altura. Segundo o autor, a ocorrência de cavitação iniciará quando o valor crítico estimado pela equação (3.68) for superior ao índice de cavitação descrito em (3.67). Para calhas com degraus compreendidos entre 0,30 m e 1,20 m, este valor estaria compreendido entre 20 m²/s a 30 m²/s. **Matos et al. (2001)[83]** advertem que esses limites apresentados servem como indicativos preliminares e maiores estudos laboratoriais devem ser realizados para sua validação.

$$\sigma_i = 0,094 \cdot \operatorname{tg} \theta^{-1} \cdot Fr_*^{-0,182} \left[1 + \frac{\frac{2,77}{k_s} \cdot \left(\frac{P_{atm} - t_v}{\gamma} \right)}{\cos \theta \cdot Fr_*^{0,606}} \right] \quad (3.67)$$

$$\sigma_{cri} = 4 \cdot f_{eq} = \frac{4}{[1,696 + 0,691 \cdot \log (Fr_*)]^2} \quad (3.68)$$

sendo:

t_v - tensão relativa de vapor da água;

P_{atm} - pressão relativa atmosférica;

Fr_* - número adimensional de Froude rugoso definido na equação (3.12);

f_{eq} - fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weisbach definido na equação (3.45);

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro;

θ - ângulo da calha com a horizontal.

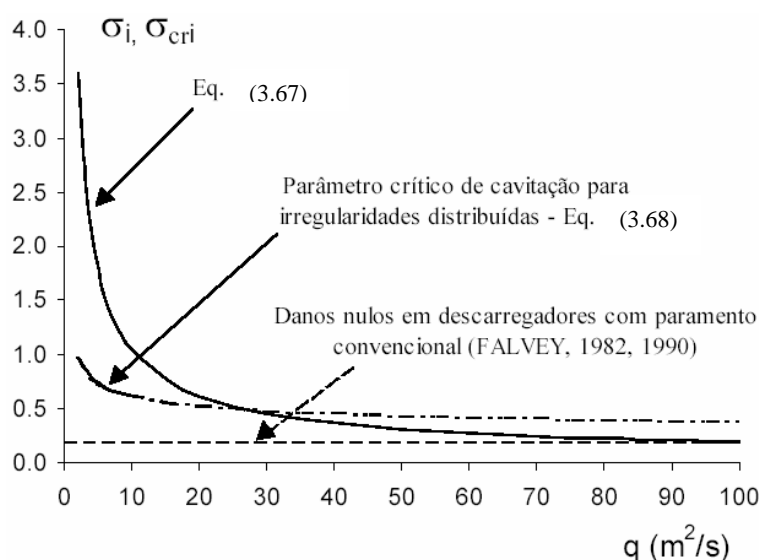


Figura 3.32 - Parâmetros de cavitação na seção de afloramento da camada limite em função da vazão específica (q) em vertedouros em degraus. Comparação com os parâmetros críticos de cavitação obtidos para irregularidades distribuídas e com os resultados de Falvey(1982,1990) para vertedouros com paramento convencional sem danos por cavitação. (Fonte: Matos et al., 2001).

Um estudo já referenciado é de **Olinger e Brighetti (2002)[92]**. A partir das medições de pressões feitas pelos autores foram recomendadas velocidades e profundidades relativas d/k_s do fluxo que induzissem o aparecimento de fenômenos de cavitação (Figura 3.33). Os resultados indicaram uma zona de transição, cujas velocidades médias variaram entre 15 m/s e 35 m/s.

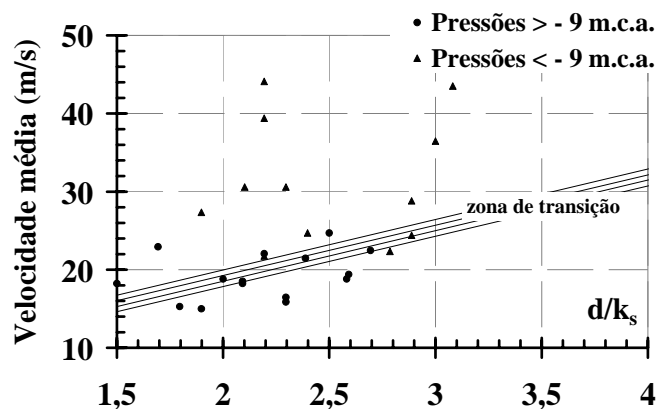


Figura 3.33 – Condições propícias à cavitação incipiente em vertedouro com declividade $1V:0,75H$, degraus de 0,60 m e pressões com probabilidade de 1% de ocorrência. (Fonte Olinger e Brighetti, 2002).

Na Figura 3.33:

d - profundidade equivalente de água;

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro.

Boes e Hager (2003)[17] consideraram que o trecho compreendido pela crista da ogiva do vertedouro até nove vezes a profundidade equivalente de água após a seção de afloramento da camada limite poderia estar sujeita a riscos de erosão por cavitação, se a velocidade do escoamento for superior a 20 m/s.

Amador (2005)[1], baseado nos modelos de previsão de pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência estabelecidos em seus trabalhos, sugere que a incipiência a cavitação poderá ocorrer para vazões específicas superiores a 11,5 m²/s e 14 m²/s (alturas de degraus de 0,6 m e 1,2 m, respectivamente). Em consequência dessa análise, o autor recomenda velocidades médias máximas na seção de afloramento da camada limite restritas a 15 m/s.

Chonggang (2003)[39] apud Amador et al. (2004)[3] registrou altas taxas de vazões específicas vertendo sobre uma barragem na China, da ordem de 90 m²/s, limites bem acima dos admitidos nos trabalhos relacionados.

Ainda não existe um consenso sobre o assunto. As causas associadas a isso podem ser relacionadas a:

- (a) as simplificações decorrentes da modelagem do fenômeno de cavitação propriamente dito (semelhança de Froude, *nuclei*, etc.);
- (b) ao emprego de vazões específicas dentro dos limites seguros ao estabelecimento do fenômeno de cavitação;
- (c) ao limitado histórico de registros de cheias próximos às vazões de dimensionamento dos vertedouros, ou mesmo que a superassem, isto é, escassez de dados de protótipos;
- (d) ausência de publicações que relatem fenômenos de cavitação em vertedouros em degraus.

3.8. ESTUDOS SOBRE EFEITOS DE ESCALA EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS

Os estudos de efeito de escala em vertedouros em degraus basearam-se, em sua maioria, nas análises de modelos reduzidos geometricamente similares, conforme a Lei de Semelhança de Froude (**Amador, 2005[1]**).

Amador (2005)[1] no seguimento dos trabalhos precedentes de **Sánchez-Juny (2001)[108]**, identificou pela aplicação do Teorema de Π (ou de Vaschy-Buckingham) que na modelagem física de um campo de pressões ocorrente em vertedouros em degraus dever-se-ia respeitar às relações entre o protótipo e o modelo:

$$\frac{P}{\rho U_m^2} = F \left(\frac{L}{k_s} \text{ ou } s', \frac{z}{h}, \frac{y}{l}, \frac{x}{B}, Fr = \frac{q}{\sqrt{g d^3}}, Re = \rho \frac{q}{\mu}, We = \frac{\rho U_m^2 (h/\text{sen}\theta)}{\sigma_s}, Ca = \rho \frac{U_m^2}{E} \right) \quad (3.69)$$

sendo:

q - vazão específica;

g - aceleração da gravidade;

σ_s - tensão superficial da água;

ρ - massa específica da água;

μ - coeficiente absoluto de viscosidade do fluido;

E - módulo da compressibilidade volumétrica.

No caso das grandezas adimensionais representativas das posições de análise nas calhas de vertedouros, seria prudente, conforme verificado na comparação de dados e nos modelos teórico-experimentais aqui sugeridos, a substituição de L/k_s por s' . A associação das variáveis adimensionais Fr e Ca foi indiretamente abordada pelo emprego dos modelos de previsão de concentrações médias de ar e profundidades de águas de **Matos (1999)[81]** e **Meireles (2004)[85]**.

Os demais números adimensionais relacionam as forças inerciais à: a) forças gravitacionais, representado pelo número de Froude (Fr); b) forças viscosas, representado pelo número de Reynolds (Re); c) forças devidas a tensão superficial da água, representada pelo número de Weber definido com o comprimento da cavidade (We) e d) forças de caráter elásticos, representadas pelo número de Cauchy (Ca).

Segundo **Puertas (1994)[101]** apud **Amador (2005)[1]**, para que exista a semelhança geométrica e mecânica decorrentes aos esforços, seria necessária que a escala entre o modelo e o protótipo preservasse todas as relações adimensionais listadas em (3.69). A impossibilidade prática de conciliar todas essas forças atuantes no estudo de fenômenos macroturbulentos ilustra a dificuldade em se avaliar efeitos de escalas sem medições comparativas em protótipo.

Mateos e Elviro (1997)[75] estudaram modelos com escalas geométricas entre 1:6 e 1:25, com declividades em torno de $1V:0,75H$. Na determinação da posição de início de aeração, verificaram erros inferiores a 5% para modelos com escalas maiores que 1:20, desde que a lâmina vertente fosse igual ou superior à metade da altura dos degraus.

Chanson et al. (2002)[37] analisando mais de 38 estudos em modelos reduzidos e 4 protótipos com declividades variando entre $5,7^\circ$ e 55° , recomendaram no estudo do fator de resistência ao escoamento, alturas de degraus superiores a 0,02 m e número de Reynolds maiores que 10^5 para que o efeito de escala seja mínimo.

Boes e Hager (2003)[17] através de estudos de concentração média de ar e velocidades em modelos escalonados com inclinação variando entre 30° e 50° , recomendaram valores mínimos de número de Reynolds iguais a 10^5 e números de Weber superiores a 100. Para

vertedouros com degraus com alturas iguais a 0,60 m, os autores limitam a escala de redução em 1:15.

Gonzalez e Chanson (2004)[60] em trabalhos experimentais com calhas escalonadas de alturas de degraus 0,143 m e 0,0715 m e declividade moderadas de 3,4° e 16°, utilizaram uma escala de redução 1:2. Os resultados indicaram que o modelo com tamanho de degraus menores subestima o número de bolhas verificadas e os níveis de intensidade turbulenta. Os autores também sugeriram que a modelagem física deveria ser feita segundo a Lei de Semelhança de Reynolds.

Chanson e Gonzalez (2005)[33], estudando as mesmas configurações e dados experimentais empregadas por **Gonzalez e Chanson (2004)[60]**, concluíram que a modelagem física de vertedouros em degraus pela Lei de Semelhança de Froude é mais sensível aos efeitos de escala que os estudos realizados sob os mesmos parâmetros em vertedouros de soleira lisa.

Amador (2005)[1] comparando o campo de pressão médio e flutuante no interior da cavidade em calhas com declividade 1V:0,8H, para diferentes alturas $h = 0,05$ m; 0,07 m e 0,10 m, concluiu que:

a) Para o trecho não aerado do escoamento, não foram encontrados efeitos de escala significativos para números de Reynolds suficientemente altos ($\approx 10^5$);

b) Na zona aerada do escoamento, o autor verificou que para degraus menores, as flutuações de pressão, para as mesmas posições internas, aumentaram. De qualquer forma, **Amador (2005)[1]** sugere que o limite de número de Reynolds $\geq 10^5$ deve ser respeitado para esse trecho também.

Amador (2005)[1], baseado nas análises de **Boes e Hager (2003)[17]** e **Gonzalez e Chanson (2004)[60]**, sugere que diversos fatores podem se sobrepor e interferir num diagnóstico preciso na determinação de efeitos de escala. O autor atribuiu isso a efeitos provenientes de processos altamente instáveis associados às forças gravitacionais, de viscosidade, inércia, características da fase de ar e sua interação com a turbulência, geometria e tamanho de degraus, ou seja, decorrentes da redução excessiva dos degraus e emprego da Lei de Semelhança de Froude. Na comparação com valores extremos de 0,1% entre os

modelos físicos com degraus de 0,05 m e 0,07 m, seus resultados não foram totalmente conclusivos.

4. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

4.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A instalação experimental e os sistemas de aquisição de dados foram concebidos objetivando:

- a) a verificação da influência das dimensões dos degraus sob campo de pressão;
- b) a obtenção de vazões condizentes com o estabelecimento do regime deslizante sobre turbilhões, otimizando a instalação experimental para conseguir a maior vazão específica possível segundo a disponibilidade do sistema de alimentação;
- c) a obtenção do menor incremento entre as vazões ensaiadas, aumentando assim o número de vazões testadas;
- d) o controle dos níveis de água de montante e o posicionamento do ressalto hidráulico formado nos pés dos vertedouros;
- e) a medição das profundidades dos escoamentos ao longo dos vertedouros em degraus;
- f) o registro do campo de pressão nas soleiras dos degraus com transmissores de pressão e com piezômetros instalados nas mesmas posições dos instrumentos citados;
- g) a visualização do escoamento ao longo das calhas e do ressalto hidráulico formado a jusante;
- h) a comparação dos resultados obtidos com outros disponíveis sobre o mesmo tema.

As dimensões das calhas e as elevadas relações d_c/h testadas, em comparação com os trabalhos prévios encontrados, possibilitaram um estudo mais detalhado do campo de pressão no trecho não-aerado do escoamento. Por essa razão e subsidiado nas recomendações dos estudos de **Matos (1999)[81]**, **Boes e Hager (2003)[17]**, **Gonzalez e Chanson (2004)[60]** e **Amador (2005)[1]**, acredita-se que a transposição dos resultados aqui verificados, de acordo com a Lei de Semelhança de Froude, deve-se limitar às escalas geométricas (λ_{red}) não superiores a 15 vezes a da presente instalação.

4.2. INSTALAÇÃO LABORATORIAL

Os trabalhos experimentais foram realizados no Laboratório Professor Rubem Léo Ungaretti, situado no Instituto de Pesquisas Hidráulicas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O canal de ensaios era alimentado por um reservatório principal externo ao laboratório, Figura 4.1 (a). Ao seu lado, uma estação de recalque com dois conjuntos motores-bomba de 50 CV cada (Figura 4.1 b), transferiam água para um outro sistema de acúmulo (Figura 4.1 c) - nível constante - localizado em um piso acima do canal de ensaios. Esse reservatório superior alimentava o canal de ensaio (Figura 4.1 d) por tubulações de ferro fundido com diâmetro nominal de 250 mm, que descarregavam em um tranquilizador de fluxo (Figura 4.1 d). Após a calha escalonada (Figura 4.1 f), a água era reconduzida para o reservatório externo (Figura 4.1 a) por meio de um canal de retorno (Figura 4.1 h). Posterior à calha, existia uma comporta (Figura 4.1 g) que controlava a posição do ressalto hidráulico formado a jusante da calha de estudo.

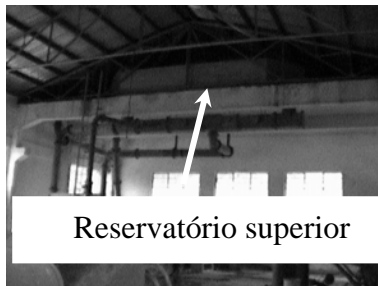
O arranjo experimental conseguia gerir uma máxima vazão de 290 l/s, com uma precisão de manobra dos registros de gaveta da ordem de 20 l/s controlada por um medidor eletromagnético de vazão da marca Fisher-Rosemount do Brasil modelo 570TM (com precisão de 0,25% do fundo de escala, erro máximo de ± 1 l/s), instalado na tubulação de alimentação do canal de ensaios. Duas pontas linimétricas, posicionadas a montante da calha (Figura 4.1 e), permitiam, juntamente com o medidor de vazão, controlar e repetir as condições de ensaios, sempre que foi necessário.



(a) Reservatório externo (principal)



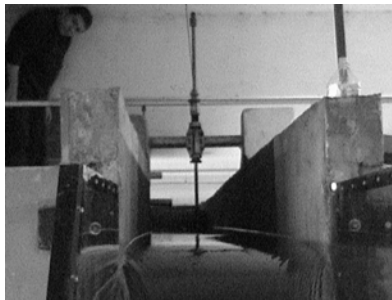
(b) Estação de recalque



(c) Reservatório de nível constante



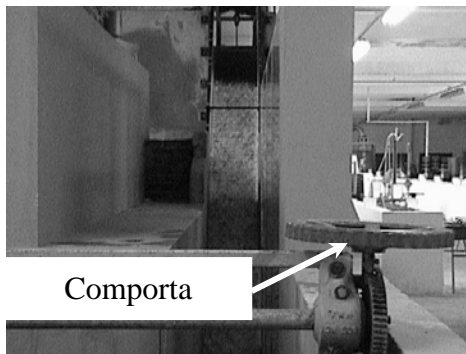
(d) Vista do tranqüilizador



(e) Ponta linimétrica a montante da calha



(f) Calha escalonada 1V:0,75H e $h = 0,09$ m



(g) Vista jusante calha e comporta



(h) – Canal de retorno

Figura 4.1 – Instalação laboratorial utilizada no Laboratório Professor Rubem Léo Ungaretti – Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS.

4.3. PROJETO DAS CALHAS EMPREGADAS

Os projetos das calhas basearam-se nas premissas estabelecidas nos objetivos do trabalho que advêm do interesse sobre a utilização de estruturas desse tipo: (a) declividades de calhas mais usuais; (b) alturas de degraus (h) condizentes com os procedimentos construtivos empregados nas barragens de concreto compactado a rolo (CCR), bem como aquelas dimensões mais empregadas no Brasil ($h = 0,60$ m).

Os modelos empregados têm ângulo igual a $53,13^\circ$ (1V:0,75H), largura de 0,40 m e alturas de degraus de: 0,03 m, 0,06 m e 0,09 m, não sendo representativas de nenhum caso real. Entretanto, presumindo escalas geométricas (λ_{red}) variando entre 10 e 15 vezes as dimensões empregadas na presente instalação, as alturas dos degraus poderiam ser associadas às espessuras mais comumente empregadas de camadas compactadas em barragens em CCR. **Andriolo (1998)[8]** registrou que, até 1997, 55% das barragens em CCR adotaram camadas com espessuras compreendidas entre 0,20 e 0,30 m, e que 90% dessas são superiores a 0,20 m (Figura 4.2). A sobreposição das camadas com as espessuras apresentadas na Figura 4.2 resultariam nas alturas de degraus escolhidas para redução nos modelos físicos aqui estudados.

Estatística descritiva das espessuras de camadas compactadas durante a construção de barragens em CCR

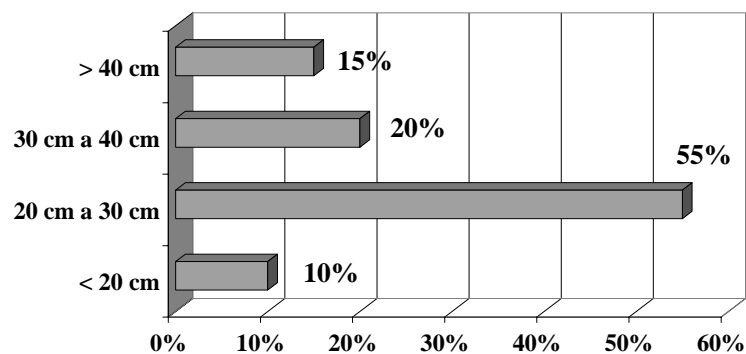


Figura 4.2 - Espessuras de camadas compactadas adotadas em barragens em CCR até 1997. (Fonte: Andriolo, 1998).

As calhas eram feitas de material metálico e com paredes laterais em chapas de acrílico transparente (Figura 4.1) que permitiram a visualização do escoamento lateral. Os degraus tinham cantos sem biselamento, conformados pela união de duas capas metálicas soldadas na parte oposta da face por onde o fluxo escoava. As estruturas foram projetadas de forma a

conseguir a maior resistência aos esforços atuantes do escoamento, minimizando efeitos de vibração que poderiam ser danosas aos ensaios experimentais. Em suas fases construtivas, foram soldados suportes metálicos nas mesmas posições verticais das tomadas de pressões, com o intuito de acomodar os transmissores de pressão, conforme pode ser visto na Figura 4.5. Essa disposição permitiu uma maior agilidade na operacionalidade dos ensaios e na minimização dos erros decorrentes aos processos repetitivos de montagem do sistema de aquisição.

A vibração da estrutura durante a operação foi verificada através da instalação de um acelerômetro, marca Brüel & Kjaer, modelo 4393S com elemento sensível piezelétrico, com massa 2,4 gramas posicionado nos locais dos transdutores. As baixas intensidades dessas frequências quase não foram percebidas nos espectros de potência obtidos nos registros das pressões (Figura 4.9). Foram também realizados ensaios com os transdutores, dispostos nas suas posições, desconectados das tomadas de pressão sem e sob a influência do escoamento sobre a calha. Os valores medidos permaneceram dentro da faixa de erros dos instrumentos empregados. As medições de aceleração indicaram frequências naturais de vibração da calhas da ordem de 46 Hz.

A ogiva foi delineada segundo perfil curvilíneo do tipo Creager (USBR, 1987[119]), sem degraus de transição (Figura 4.3), para uma lâmina vertente de 0,40m (para 290 l/s, maior vazão disponível pelas bombas, a profundidade crítica do escoamento $-d_c$ - foi de 0,38 m). Esse valor de dimensionamento da ogiva foi adotado de maneira que eliminasse as influências de um deplecionamento da lâmina vertente sobre o campo de pressões ocorrentes nos degraus.

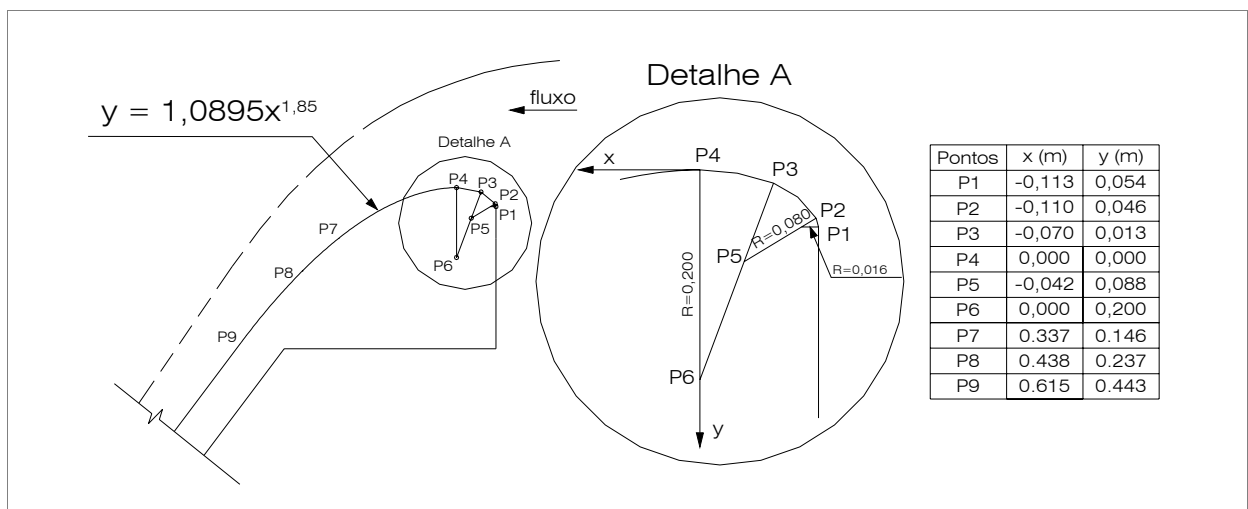


Figura 4.3 - Projeto da ogiva do modelo empregado nos ensaios experimentais: perfil tipo Creager e seus pontos notáveis (obs.: todas as medidas estão em metros).

Os ensaios foram otimizados selecionando alguns degraus para serem instrumentados com tomadas de pressão (Figura 4.4 a), separados por uma distância tal que permitiu o estudo do campo de pressões para diferentes trechos e condições de escoamento sobre a calha (ver Figura 4.4, a).

A disposição das tomadas de pressões nos degraus pode ser vista na Figura 4.4 (b). Para as calhas com alturas de degraus (h) iguais a 0,06 m e 0,09 m, foram projetadas duas tomadas de pressões na ogiva e 42 distribuídas em cinco degraus. A outra calha com degraus de altura igual a 0,03 m tinha 32 tomadas de pressões ao longo de todo o vertedouro. No Anexo A.1 podem ser vistos os projetos das demais calhas não aqui apresentados.

Os orifícios das tomadas de pressões tinham diâmetro interno de 1,5 mm, estando eles alinhados na parte central das calhas. Os transmissores de pressão eram conectados nas tomadas por meio de tubos de material plástico rígidos e transparentes, com comprimentos inferiores 0,25 m. Todo o sistema consistia de material transparente, exceto pelos transmissores de pressão, que permitiu a inspeção visual do aprisionamento de ar, realizada no início e no final de cada ensaio.

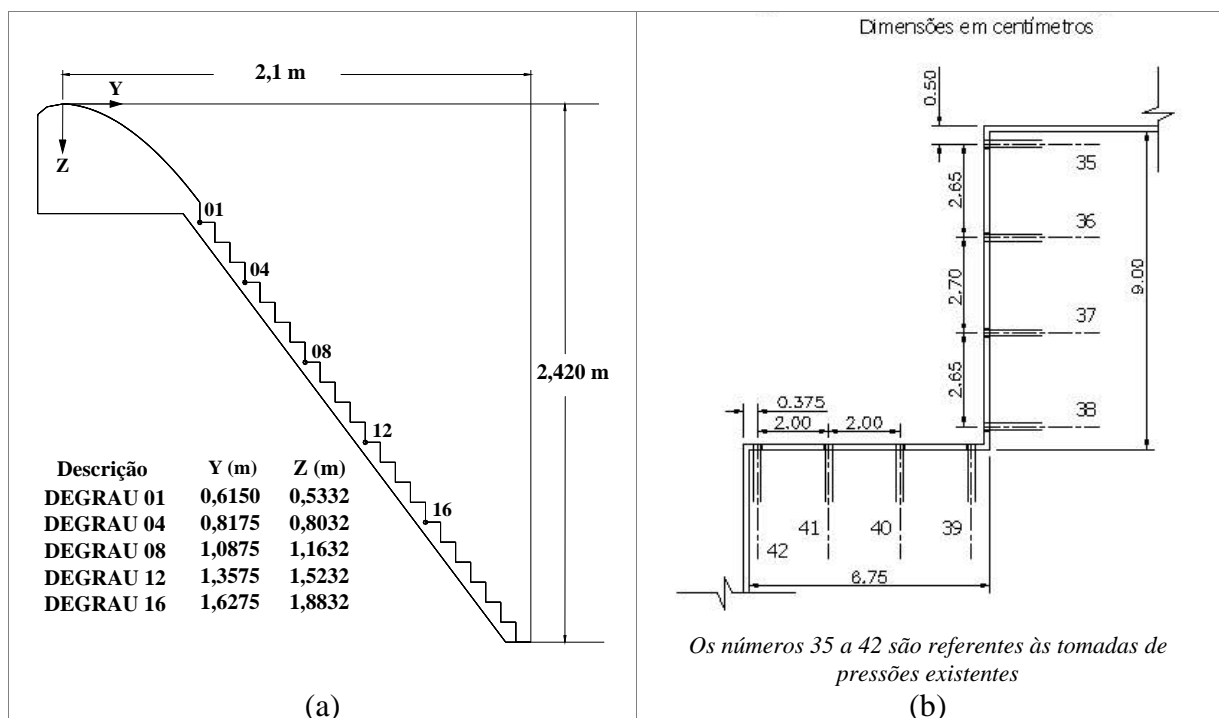


Figura 4.4 – Projeto da calha IV:0,75H e degraus de altura de 0,09 m: (a) posicionamento dos degraus instrumentados; (b) posições das tomadas de pressões na cavidade.

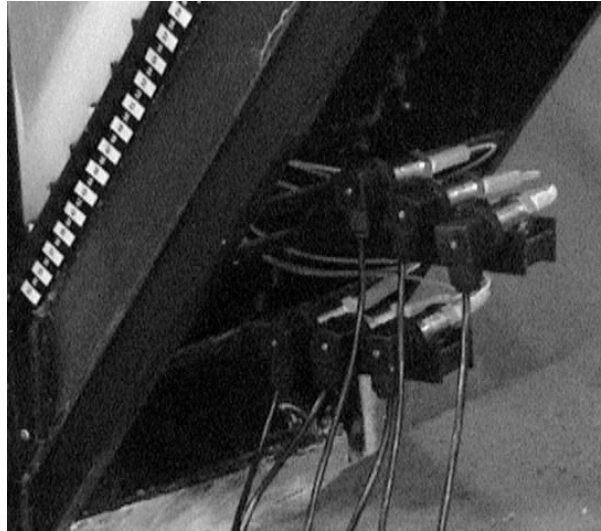


Figura 4.5 - Disposição final do transdutor de pressão em relação à calha e seu suporte de apoio.

4.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

O sistema de aquisição de dados foi desenvolvido, em parte, no Setor de Instrumentação do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS. O objetivo principal desse sistema foi possibilitar a medição de pressões (transmissores de pressão e piezômetros) e níveis de água (pontas linimétricas).

4.4.1. Sistema de aquisição de dados de pressão

O sistema de aquisição de dados de pressão consistia em: (i) uma placa receptora/transmissora do sinal analógico (Figura 4.6 a); (ii) uma placa de aquisição de dados CAD12/32 marca LYNX, com 32 canais de entrada de sinal analógico/digital com resolução de 12 bits (4096 níveis) para PC (*Personal Computer*); (iii) um microcomputador com processador 486DX2, velocidade de 66MHz, 426 MBytes de disco rígido e 16 MBytes de memória RAM (Figura 4.6 b); (iv) transmissores de pressão apresentados na Tabela 4.1. A placa exibida na Figura 4.6 (a) era responsável pela tensão requerida de alimentação dos transdutores de pressão que, através de uma resistência regulada, emitia um sinal de tensão para a placa de aquisição de dados instalada no computador. O resultado final da aquisição de dados era um arquivo digital do tipo ASCII (TXT) com as medidas de pressões já calibradas em milímetros de coluna de água.

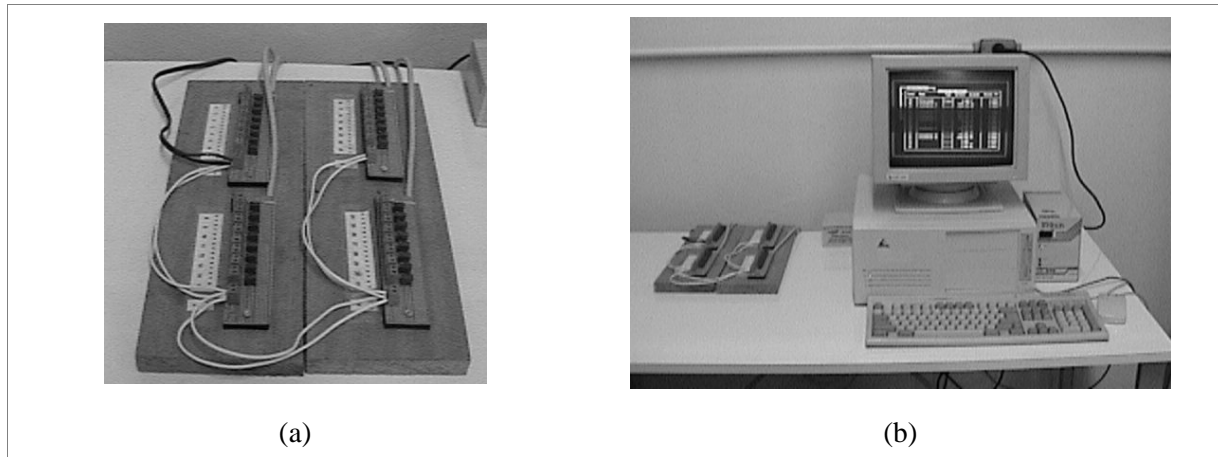


Figura 4.6 - (a) Placa receptora/transmissora do sinal analógico do transdutor para a placa de aquisição de dados (b) e o computador.

Transmissores de pressão empregados

Os transmissores de pressão empregados, verificados na Tabela 4.1, proporcionaram medições de pressões em valores relativos, positivos e negativos. Eles tinham corpo em aço inox 316, bem como suas células piezoresistivas. O sinal de saída dos instrumentos era padronizado em 4-20 mA, diretamente proporcional à pressão aplicada.

Tabela 4.1 – Transmissores de pressão empregados.

Fabricante e modelo	Faixa de trabalho (m.c.a.)	Erro do instrumento (m.c.a.)
Transmissor de Pressão HYTRONIC TM25 2 fios - Sinal de Saída 4 a 20mA - Tensão de Alimentação 9 a 33 Vdc - 1/4" BSP - Freqüência de Corte 1000 Hz (4 unidades)	-0,703 a 0,703;	$\pm 0,002$
	-0,352 a 1,055	$\pm 0,003$
Transmissor de Pressão WIKA S10 2 fios - Sinal de Saída 4 a 20mA - Tensão de Alimentação 10 a 30 Vdc - 1/4" BSP - Freqüência de Corte 1000 Hz (2 unidades)	-1,410 a 2,810	$\pm 0,007$
Transmissor de Pressão SITRON SP96 2 fios - Sinal de Saída 4 a 20mA - Tensão de Alimentação 12 a 36 Vdc - 1/2" BSP - Freqüência de Corte 1000 Hz (5 unidades)	-1,758 a 1,758	$\pm 0,009$

Obs.: informações dos instrumentos conforme apresentado nos manuais dos fabricantes.

O procedimento de calibração destes instrumentos consistiu na associação da média do sinal de saída do transmissor de pressão a uma pressão de uma coluna de água estática, milimetricamente graduada (Figura 4.7). A confiabilidade da curva de calibração foi verificada durante os ensaios experimentais. Para cada aquisição de dados de pressão com os

transmissores foram também realizadas medidas comparativas com piezômetros instalados nas mesmas posições. Para desvios superiores a 10% entre as medidas, novos registros eram feitos. De maneira geral, os resultados ficaram dentro da faixa de erro dos instrumentos (Figura 4.8). Após a campanha experimental, verificou-se novamente as curvas de calibração (Figura 4.7) focando principalmente, na faixa do instrumento solicitada às pressões extremas negativas. As curvas de calibração não apresentaram derivas significativas.

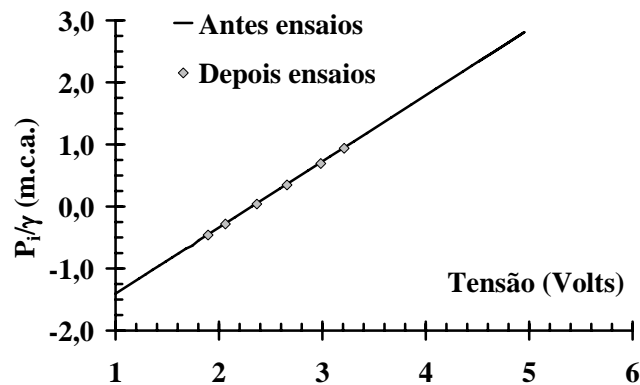


Figura 4.7 – Curva de calibração dos instrumentos empregados e verificação de deriva decorrente ao longo período de ensaio.

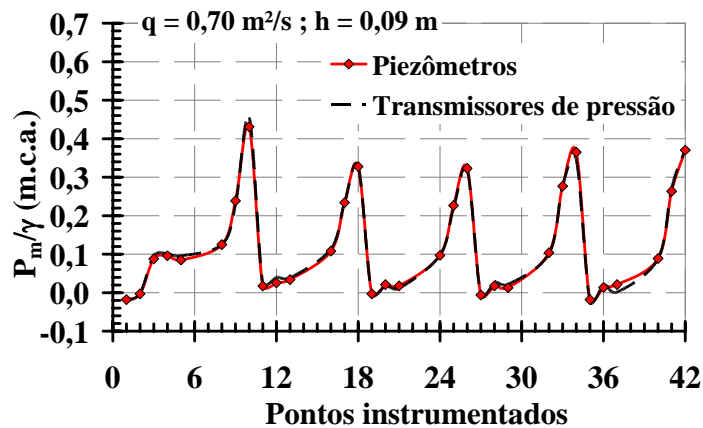


Figura 4.8 – Comparação entre os valores médios de pressão (P_m) obtidos pelos transdutores empregados e os piezômetros utilizados para as mesmas condições de ensaios.

Frequências naturais do sistema de aquisição de pressão concebido

Foi desenvolvido para cada diâmetro de boca dos transmissores de pressão empregados, um método diferente para conectar o instrumento aos tubos de material plástico rígido transparente e, portanto, as tomadas de pressão. O sistema 1 (1/4" BSP - Figura 4.9 a) utilizou uma mangueira flexível e um conector de vidro para interligar o instrumento à tomada de

pressão. Já no sistema 2 (1/2" BSP - Figura 4.9 b), o tubo plástico rígido conectou-se diretamente ao orifício do transmissor.

Com o intuito de investigar as possíveis interferências que cada sistema funcionando teria nos espectros de energia, logo, nos estudos de frequências dominantes, foram adquiridas diversas amostras de pressão com diferentes taxas de aquisição: 50, 100, 200, 300 e 500 pontos por segundo. A comparação entre elas forneceu alguns indícios das frequências naturais de cada um desses sistemas.

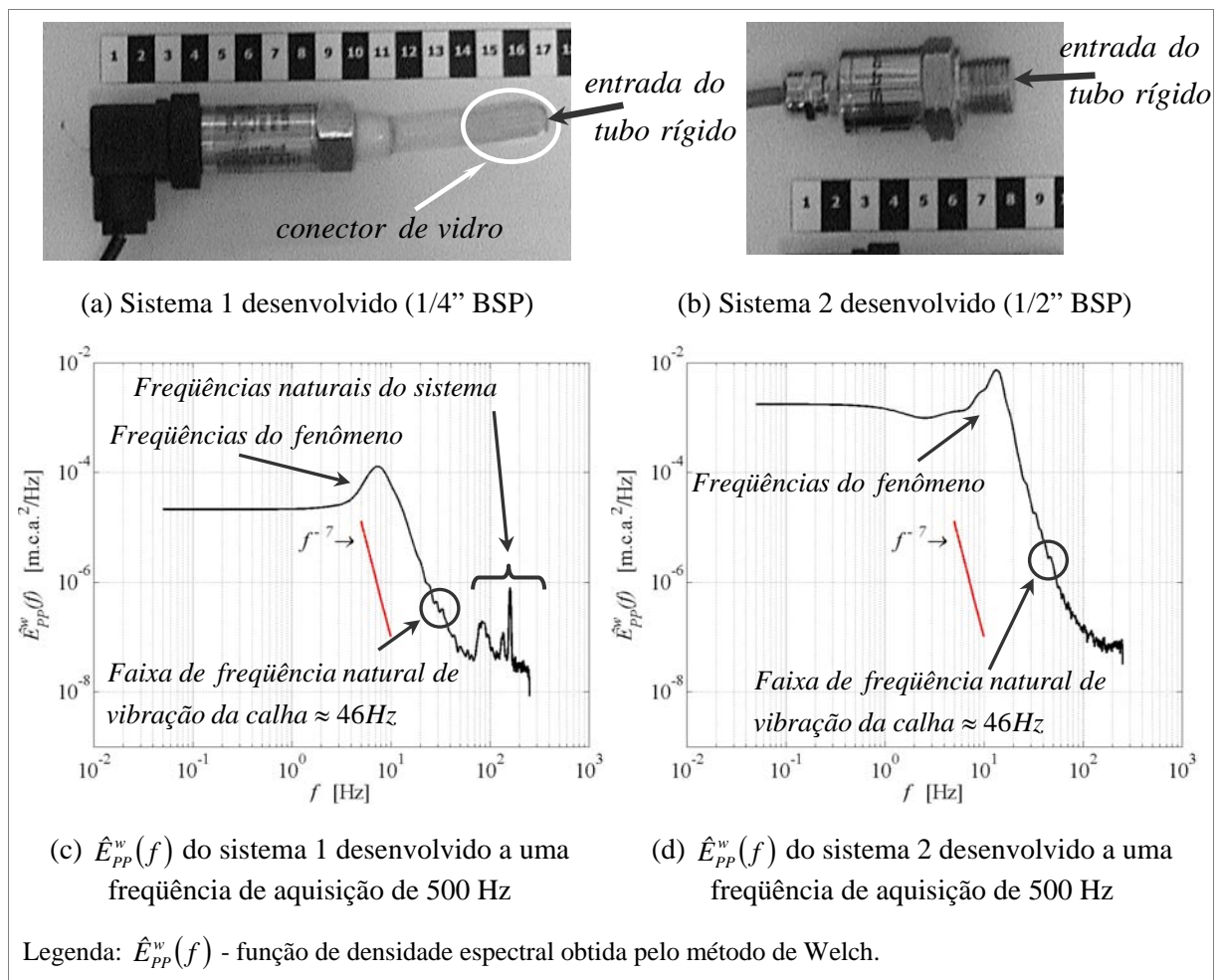


Figura 4.9 – Verificação da frequência natural do sistema de aquisição através da aquisição de 500 Hz para os diferentes sistemas conectores empregados.

O resultado dessa investigação pode ser resumido pela análise das funções de densidade espectrais obtidas na última frequência supracitada (Figura 4.9 c, d). Para os instrumentos adaptados com o sistema 1, houve indicação de frequências não relacionadas ao fenômeno físico estudado (~10Hz segundo Amador, 2005[1]) na ordem de 80-90 Hz e depois próxima a 150 Hz, suficientemente afastadas da frequência de aquisição adotada (f_a) na campanha

experimental (50 Hz). Quando do emprego do sistema 2, nenhum pico significativo de frequência foi constatado além daquele associado ao fenômeno estudado. Em vista do exposto, considerar-se-á suficientemente satisfatório o sistema de aquisição para delineamento das características turbulentas do campo de pressão na soleira dos modelos físicos.

4.4.2. Medições de profundidade do escoamento e determinação das velocidades médias

A profundidade do escoamento foi definida pela distância perpendicular entre a linha média da superfície de água e a linha imaginária que caracteriza a pseudo-soleira. O perfil da linha de água foi obtido através de uma ponta linimétrica instalada em um mecanismo móvel posicionado acima das paredes laterais das calhas estudadas (Figura 4.10 a). Sobre cada degrau instrumentado com tomadas de pressões foi realizada uma leitura do nível de água.

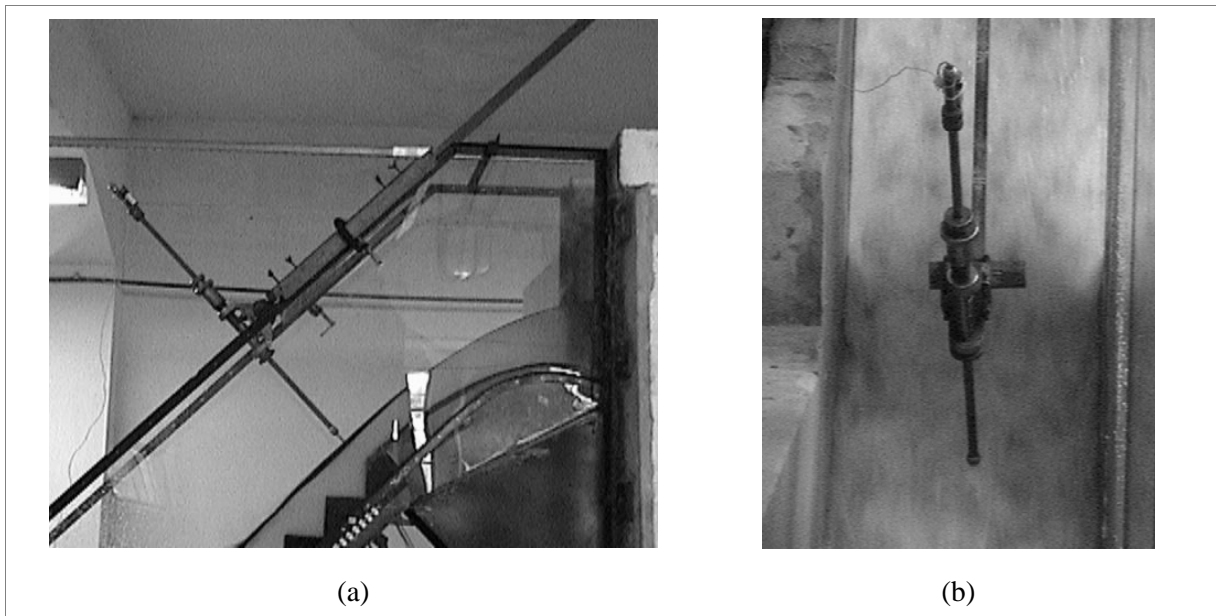


Figura 4.10 - (a) Ponta linimétrica sobre a estrutura posicionada no trecho não-aerado do escoamento (b) ponta linimétrica posicionada na zona aerada do escoamento.

Para o trecho não-aerado, as velocidades do escoamento foram calculadas com base nas medições aqui efetuadas. Já para o trecho aerado, onde emulsão de ar insere limitações visuais no estabelecimento de um critério de posicionamento das pontas linimétricas para a leitura da linha de superfície de água (Figura 4.10 b), inserindo erros de complicada mensuração; as velocidades médias do escoamento foram estimadas pelos modelos de **Meireles (2004)[85]** e **Matos (1999)[81]** apresentados na revisão bibliográfica.

Apesar da disparidade nas metodologias, verificou-se que as diferenças entre os resultados dos modelos dos referidos autores e as medidas aqui realizadas são inferiores a 8%.

4.5. POSIÇÃO ADIMENSIONAL DOS PONTOS DE MEDIÇÃO DE PRESSÃO

Para a descrição das pressões hidrodinâmicas sobre o vertedouro, adotaram-se dois sistemas de referências interdependentes (Figura 4.11). O primeiro sistema orienta, dentro dos degraus, as posições internas das tomadas de pressões (Figura 4.11). O segundo relaciona longitudinalmente os degraus instrumentados com a seção de afloramento da camada limite (SACL $\rightarrow s'=0$), através da grandeza adimensional s' definida por **Matos (1999)[81]** em (3.25), (3.13) e (3.14). Essa posição relativa possibilitou associar os modelos de previsão de concentração de ar, desenvolvidos por **Matos (1999)[81]**, com os resultados aqui verificados. **Amador (2005)[1]** também empregou esse parâmetro em seus modelos de previsão de pressão, como já comentado.

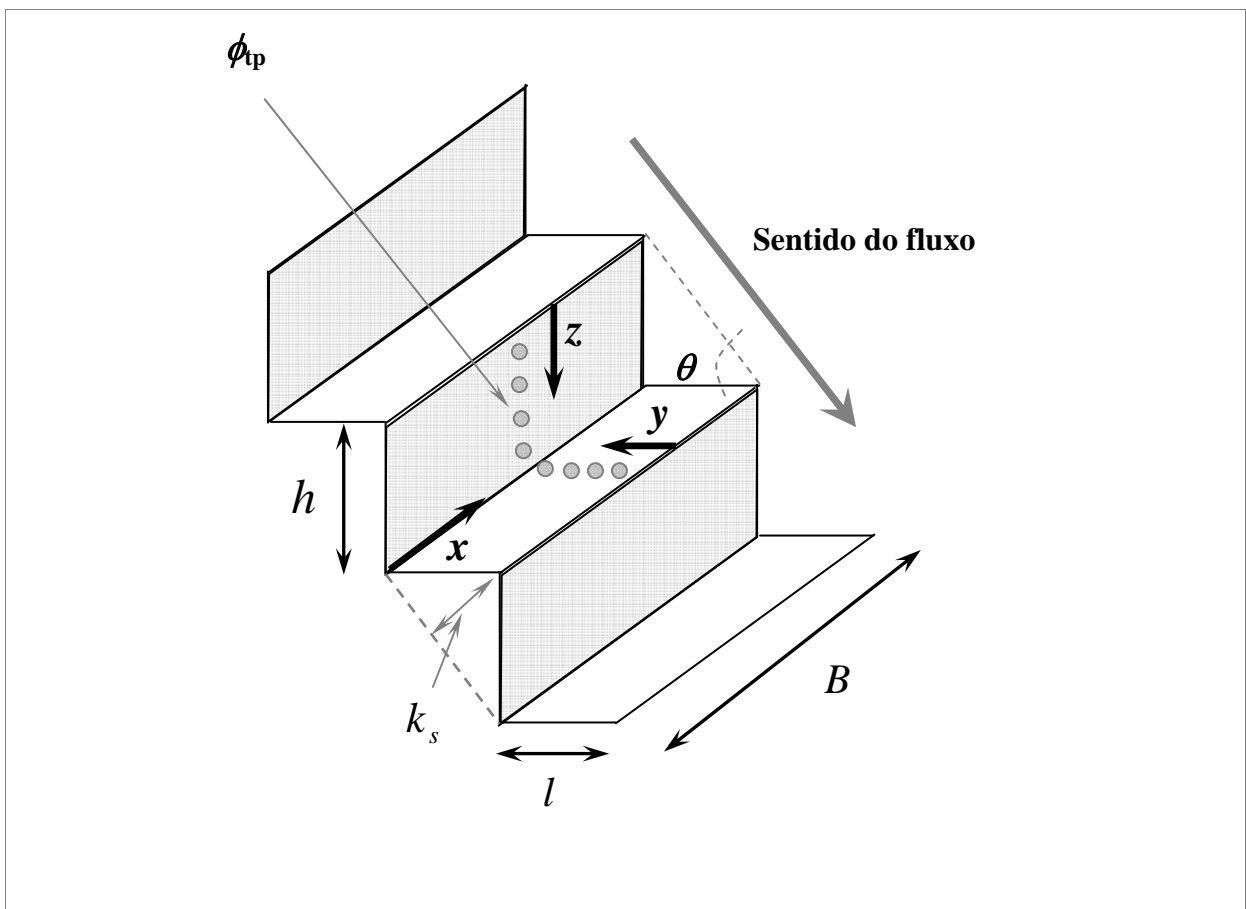


Figura 4.11 – Posição adimensional dos pontos de medição de pressão. Sistema de coordenadas adotado para as cavidades dos degraus.

As dimensões apresentadas na Figura 4.11 são:

h - altura do degrau (espelho);

l - comprimento do degrau (patamar);

z - posição interna da tomada de pressão, dentro da cavidade do degrau, localizada no paramento vertical (espelho) e origem na extremidade externa do degraus;

y - posição interna da tomada de pressão, dentro da cavidade do degrau, localizada no paramento horizontal (patamar) e origem na extremidade externa do degraus;

$k_s = h \cdot \cos \theta$ - rugosidade de forma da superfície da calha do vertedouro, igual à distância perpendicular entre a pseudo-soleira e os cantos internos dos degraus;

θ - ângulo da calha igual a $53,13^\circ$ no presente estudo;

B - largura do canal igual a 0,40 m no presente estudo;

ϕ_p - diâmetro interno dos orifícios das tomadas de pressões (1,5 mm), posicionadas em $x = B/2$.

4.6. DESCRIÇÃO DAS CAMPANHAS EXPERIMENTAIS

A Tabela 4.2 apresenta o resumo dos ensaios realizados, indicado, para cada calha, as condições do escoamento sobre os degraus instrumentados com tomadas de pressões.

Foram ensaiadas vazões específicas (q) em modelo variando entre 0,05 m²/s e 0,70 m²/s, representando, adimensionalmente, a faixa: $1,12 \leq d_c/h \leq 12,28$ (sendo d_c é a profundidade crítica do escoamento).

Os procedimentos adotados nos ensaios foram:

- 1) introduzia-se água dentro dos sistemas dos transmissores de pressão (Figura 4.9 a, b) antes deles serem conectados aos tubos plásticos rígidos empregados nas tomadas de pressão, previamente, acoplados nas calhas (Figura 4.5, página 78);

2) ligava-se o canal numa vazão tal que em todas tomadas de pressões começassem a verter água. Verificava-se nesse instante as condições das tomadas de pressão;

3) conectava-se os transmissores nas tomadas de pressões e verificava-se a estanqueidade e a ausência de bolhas de ar no sistema. Como os números de transmissores eram insuficientes para adquirir todas as tomadas simultaneamente, optou-se por registrar somente dois degraus por cada vazão;

4) regulava-se a vazão desejada e esperava os níveis de montante do vertedouro se estabilizarem, verificando-os com duas pontas linimétricas. Após o término de registro das pressões (item subsequente), as pontas linimétricas eram lidas novamente conferindo a medida antes anotada;

5) registrava-se as pressões com os transmissores e os piezômetros, bem como as profundidades do escoamento para cada vazão. Para as medições de pressões, adotou-se frequência de aquisição e o tempo de registro das amostras de pressão iguais a **50 Hz** e **3 minutos (9.000 pontos)**, respectivamente;

6) verificava-se novamente a estanqueidade e a ausência de bolhas de ar nos sistemas dos transmissores e dos piezômetros;

7) desligava-se o canal;

8) tratava-se os arquivos digitais de saída dos registros de pressão para o formato compatível com os programas utilizados para a análise dos dados. Transferia os valores de níveis de água e dos piezômetros para planilhas eletrônicas.

Para cada vazão ensaiada e tomadas de pressões eram feitas, no mínimo, duas leituras de piezômetros, realizadas em dias diferentes. Esse procedimento auxiliou na verificação de possíveis erros nos registros de pressões, tais como: presença de ar imperceptível a olho nu; entupimentos das tomadas de pressões; equívocos em anotações de valores e deriva das curvas de calibração dos instrumentos ou mesmos defeitos.

As análises dos dados obtidos nos ensaios serão apresentados a seguir.

Tabela 4.2 – Resumo da campanha experimental.

$h = 0,03 \text{ m}$					
	$L/k_s \Rightarrow$	66,40	91,40	116,40	141,40
$q \text{ (m}^2/\text{s)}^*$	d_c/h	$s' \text{ (z/h)}$			
0,050	2,11	32,2	52,8	73,4	94,0
0,100	3,36	11,3	24,9	38,4	51,9
0,200	5,33	-3,3	5,6	14,5	23,4
0,325	7,36	-11,0	-4,4	2,2	8,9
0,450	9,15	-15,4	-9,9	-4,5	0,9
0,575	10,77	-18,3	-13,6	-8,9	-4,3
0,700	12,28	-20,5	-16,3	-12,2	-8,0
$h = 0,06 \text{ m}$					
	$L/k_s \Rightarrow$	32,16	44,66 ; 46,74	57,16 ; 59,24	69,66 ; 71,74
$q \text{ (m}^2/\text{s)}^*$	d_c/h	$s' \text{ (z/h ; y/l)}$			
0,100	1,68	11,2	23,9 ; 26,0	36,6 ; 38,7	49,3 ; 51,4
0,200	2,66	-2,1	6,3 ; 7,7	14,6 ; 16,0	23,0 ; 24,4
0,325	3,68	-9,0	-2,8 ; -1,8	3,4 ; 4,4	9,6 ; 10,7
0,450	4,57	-13,0	-7,9 ; -7,0	-2,8 ; -1,9	2,4 ; 3,2
0,575	5,39	-15,6	-11,2 ; -10,5	-6,8 ; -6,1	-2,4 ; -1,7
0,700	6,14	-17,6	-13,7 ; -13,0	-9,8 ; -9,1	-5,8 ; -5,2
$h = 0,09 \text{ m}$					
	$L/k_s \Rightarrow$	20,74	29,08 ; 31,16	37,41 ; 39,49	45,74 ; 47,83
$q \text{ (m}^2/\text{s)}^*$	d_c/h	$s' \text{ (z/h ; y/l)}$			
0,100	1,12	10,6	22,8 ; 25,9	35,1 ; 38,1	47,3 ; 50,4
0,200	1,78	-1,7	6,3 ; 8,3	14,3 ; 16,4	22,4 ; 24,4
0,325	2,45	-8,2	-2,2 ; -0,7	3,7 ; 5,2	9,7 ; 11,2
0,450	3,05	-11,9	-7,0 ; -5,7	-2,1 ; -0,8	2,9 ; 4,1
0,575	3,59	-14,4	-10,1 ; -9,1	-5,9 ; -4,8	-1,6 ; -0,6
0,700	4,09	-16,2	-12,4 ; 11,5	-8,6 ; -7,7	-4,9 ; -3,9

*Obs.: a largura do canal era de 0,40 m.

5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

As análises desenvolvidas no âmbito deste estudo visaram caracterizar o campo de pressões nas soleiras dos degraus conforme almejado no objetivo. Os resultados serão apresentados em quatro etapas:

1ª etapa) Descrição do campo de pressões: os esforços médios, flutuantes e extremos distribuídos nas soleiras dos espelhos e patamares dos degraus, além dos coeficientes de assimetria e de curtose;

2ª etapa) Comparação dos dados com estudos prévios. Serão avaliadas as metodologias de aquisição e de análise de dados, indicando, se possível as repercussões no campo de pressões;

3ª etapa) Sugestões de modelos teórico-experimentais. Com base nos dados obtidos serão ajustados modelos de previsão de pressão, recomendando ainda limites para incipiência de processos de cavitação;

4ª etapa) Estudos dos efeitos da redução das dimensões dos degraus na modelagem física do campo de pressão. Pode-se considerar um pseudo-estudo de efeitos de escala, visto que, as dimensões das ogivas dos vertedouros empregados permaneceram inalteradas, não atendendo assim aos requisitos necessários de similaridade de escala geométrica.

Os resultados de **Amador (2005)[1]** demonstraram que o campo de pressões proveniente de relações adimensionais d_c/h menores que a unidade em declividades próximas a 53° , não poderiam ser agrupados adequadamente em um modelo de previsão sob o regime deslizante sobre turbilhões. **Matos (1999)[81]**, em suas visualizações do escoamento em calha com mesma declividade, também verificou que valores de d_c/h próximos à unidade, eram observados pequenos bolsões de ar aprisionados entre o escoamento principal e o espelho de alguns degraus. O autor associa isso às imperfeições decorrentes da construção do modelo e aos efeitos de um regime transitório ainda não totalmente caracterizado. Por essas razões, o estudo utilizou relações d_c/h não inferiores a 1,12, evitando uma possível influência das instabilidades inerentes ao regime transitório ($0,41 < d_c/h < 0,80$), (**Chanson e Toombes, 2004[36]**).

Foram construídas nas calhas com alturas de degraus (h) iguais a 0,06 m e 0,09 m, quatro tomadas de pressões distribuídas nos espelhos e outras quatro nos patamares. Inicialmente, previu-se a aquisição de pressões instantâneas em todas elas. Entretanto, por razões operacionais e pelo consenso existente que localiza as maiores flutuações de pressões nas extremidades externas dos degraus (Tozzi, 1992[118], Matos et al., 1999[84], Olinger, 2001[91], Sánchez-Juny, 2001[108], Sánchez-Juny e Dolz, 2002[109], Amador, 2005[1]), optou-se por não instrumentar as tomadas de pressões $0,92h$, $0,94h$, $0,92l$ e $0,94l$ ilustradas na Figura 5.1.

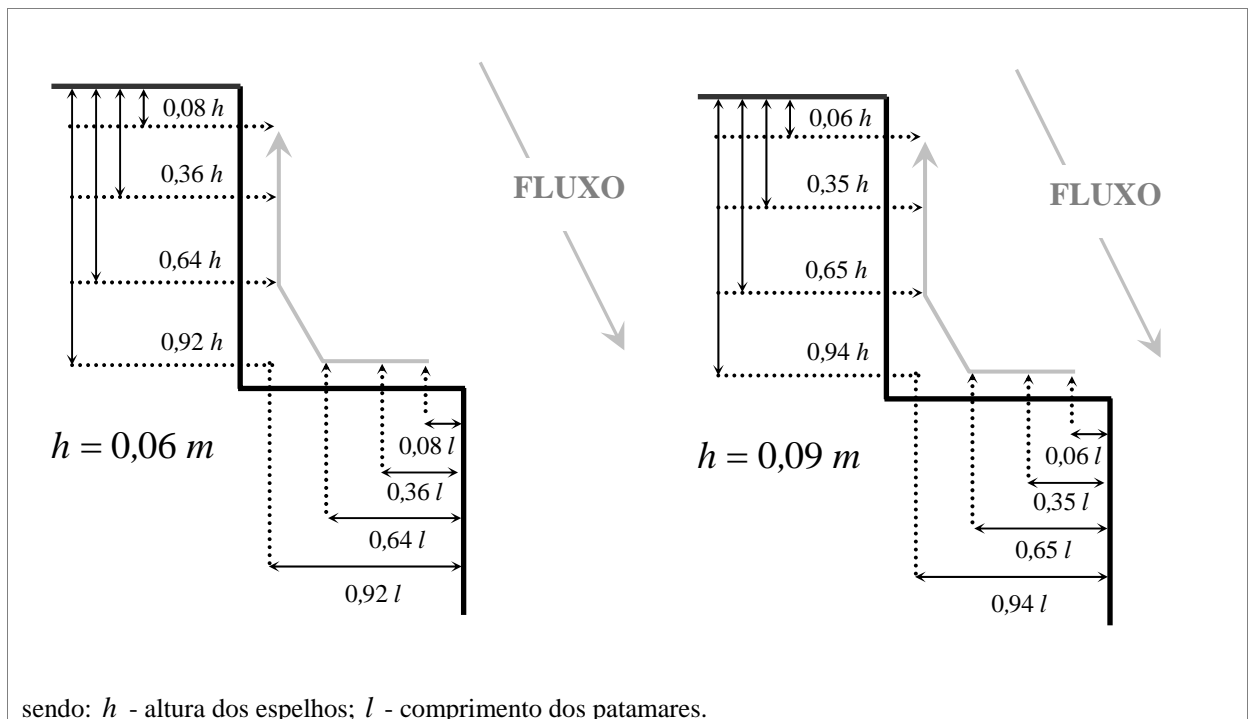


Figura 5.1 – Posição interna adimensional das tomadas de pressões.

Finalizando, julgou-se pertinente não apresentar os dados de pressões obtidos para a calha com degraus de altura igual a 0,03 m até a 4ª etapa supracitada. Nessa investigação verificou-se que esses dados estavam sendo influenciados por efeitos decorrentes de uma excessiva redução das dimensões dos degraus.

5.2. DESCRIÇÃO DO CAMPO DE PRESSÕES NOS DEGRAUS

A descrição do campo de pressão nos degraus procedeu-se numa análise dos parâmetros estatísticos das amostras registradas nos espelhos e nos patamares. Os valores médios de pressões (P_m), seus desvios-padrão (σ_p), bem como os esforços com certa probabilidade (α) de ocorrência de valores inferiores (P_α) serão apresentados adimensionalizados pelas alturas dos degraus (h). Os coeficientes de assimetria e curtose, como também, a duração de ocorrência de pressões negativas, serão analisados. No Anexo A.2 estão definidos os parâmetros mencionados.

5.2.1. Pressões médias

A Figura 5.2 apresenta as pressões médias verificadas nos espelhos e nos patamares dos degraus. Nota-se a influência das posições das tomadas de pressão nas variações dessa grandeza, também constatadas por **Olinger (2001)[91]**, **Sánchez-Juny (2001)[108]** e **Amador (2005)[1]**.

Observando os espelhos dos degraus (Figura 5.2 a, c) verificou-se que as posições $z/h \approx 0,06$ estão sujeitas a pressões médias negativas e, para certas condições do escoamento, as tomadas de pressões situadas em $z/h \approx 0,65$.

Nos patamares, as pressões médias são positivas e $4h$ superiores às observadas nos espelhos, apresentando um diagrama mais uniforme. Houve uma tendência de crescimento desses valores com o aumento da vazão e um decréscimo no sentido do vértice interno da cavidade (Figura 5.2 b e c).

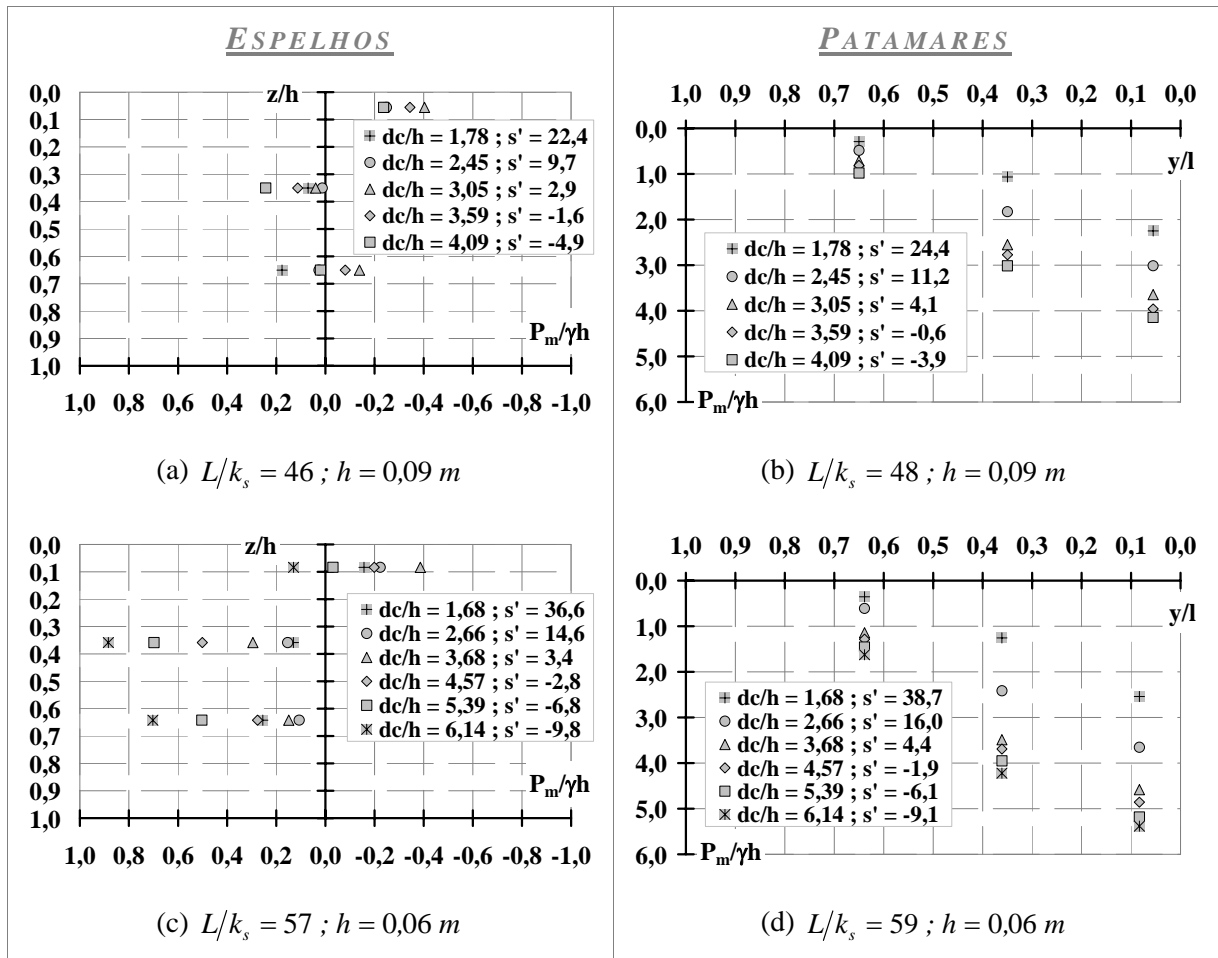


Figura 5.2 – Pressões médias adimensionalizadas pelas alturas dos degraus ($P_m/\gamma h$) para os espelhos e patamares sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

5.2.2. Desvios padrões

A Figura 5.3 ilustra a distribuição de pressões flutuantes nas cavidades. Tanto para os espelhos quanto para os patamares, as maiores flutuações de pressões encontraram-se nas extremidades externas dos degraus, como relatado nos estudos sobre a mesma temática.

Nos espelhos dos degraus, para uma mesma vazão analisada, houve uma pequena variação dos desvios padrões para os trechos mais internos $z/h \approx 0,35$ e $z/h \approx 0,65$. Para $s' < 0$, a primeira posição indica flutuações maiores que a tomada de pressão localizada em $z/h \approx 0,65$, invertendo esse comportamento com a introdução de ar no escoamento, isto é, para $s' > 0$.

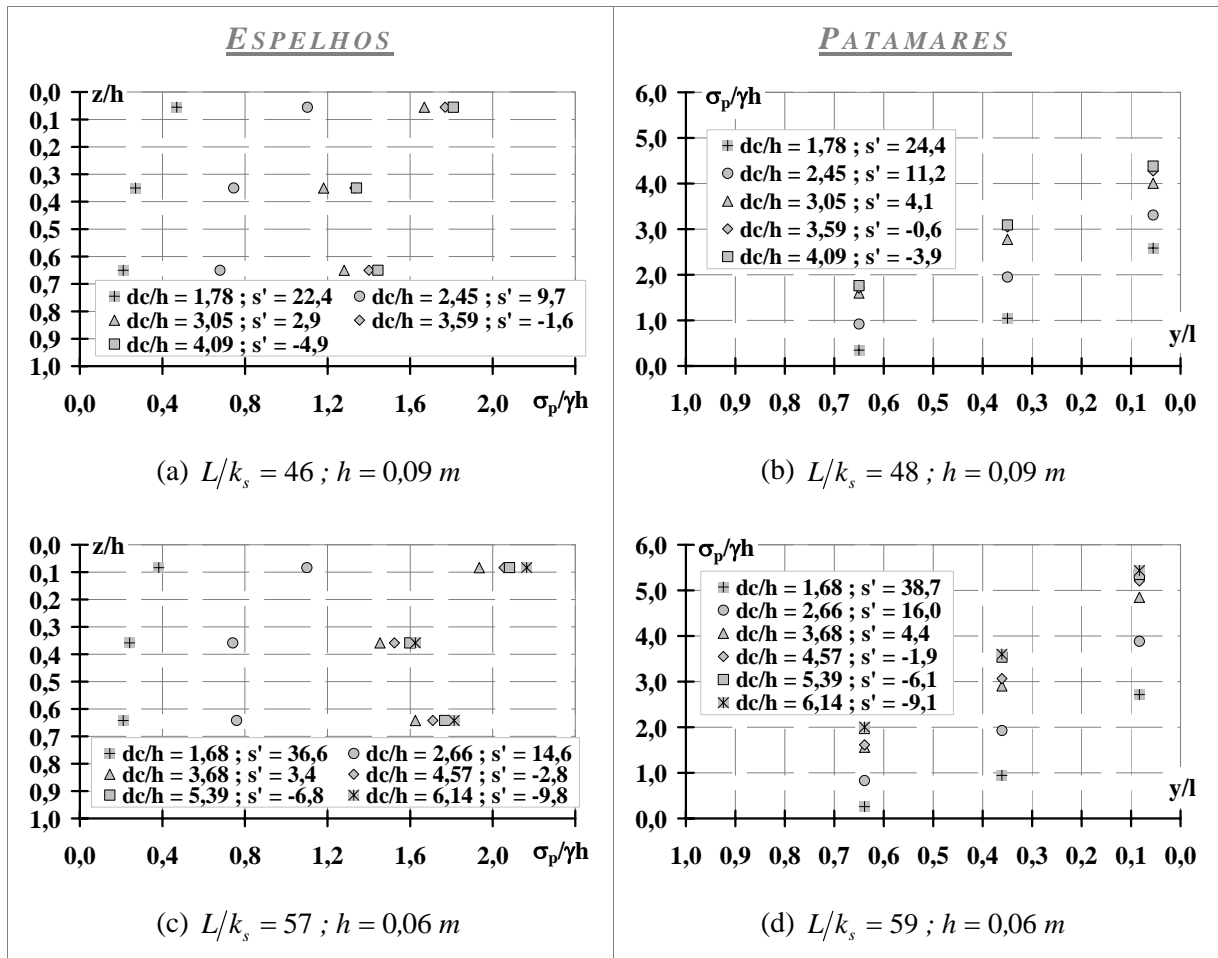


Figura 5.3 – Desvios padrões adimensionalizados pela altura do degrau ($\sigma_p / \gamma h$) para o espelho e patamar do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

Já ao longo do trecho analisado nos patamares, essas pressões apresentaram um diagrama semelhante ao verificado nos valores médios, podendo atingir flutuações até 6 vezes a altura (h) dos degraus. Numa análise comparativa entre os desvios padrões e as pressões médias, verificou-se que os valores dessas solicitações são da mesma ordem de grandeza.

Em análises complementares realizadas no Anexo A.3, também se constatou que, para uma mesma posição longitudinal s' , foi possível associar às pressões médias e os desvios padrões às profundidade críticas do escoamento.

5.2.3. Coeficientes de assimetria e de curtose

Os coeficientes de assimetria e de curtose, definidos no Anexo A.2, podem ser observados na Figura 5.4 e na Figura 5.5.

Nos espelhos, Figura 5.4 (a) e (c), os coeficientes de assimetria apresentaram-se negativos, verificando para $s' > 0$, um aumento desses coeficientes. Já nos patamares, Figura 5.4 (b) e (d), os coeficientes de assimetria mostraram-se positivos com os maiores valores registrados nas posições próximas a $y/l \approx 0,35$. Julga-se que isso se deve à influência do impacto da camada cisalhante formada nas extremidades externa dos degraus. Segundo os estudos prévios de **Sánchez-Juny e Dolz (2002)[109]** e **Amador et al. (2004)[3]**, até $y/l \leq 0,20$ as pressões estariam sendo influenciadas pelo impacto direto do jato do escoamento. Sob esses dois trechos estão associados às maiores pressões ocorridas nos degraus.

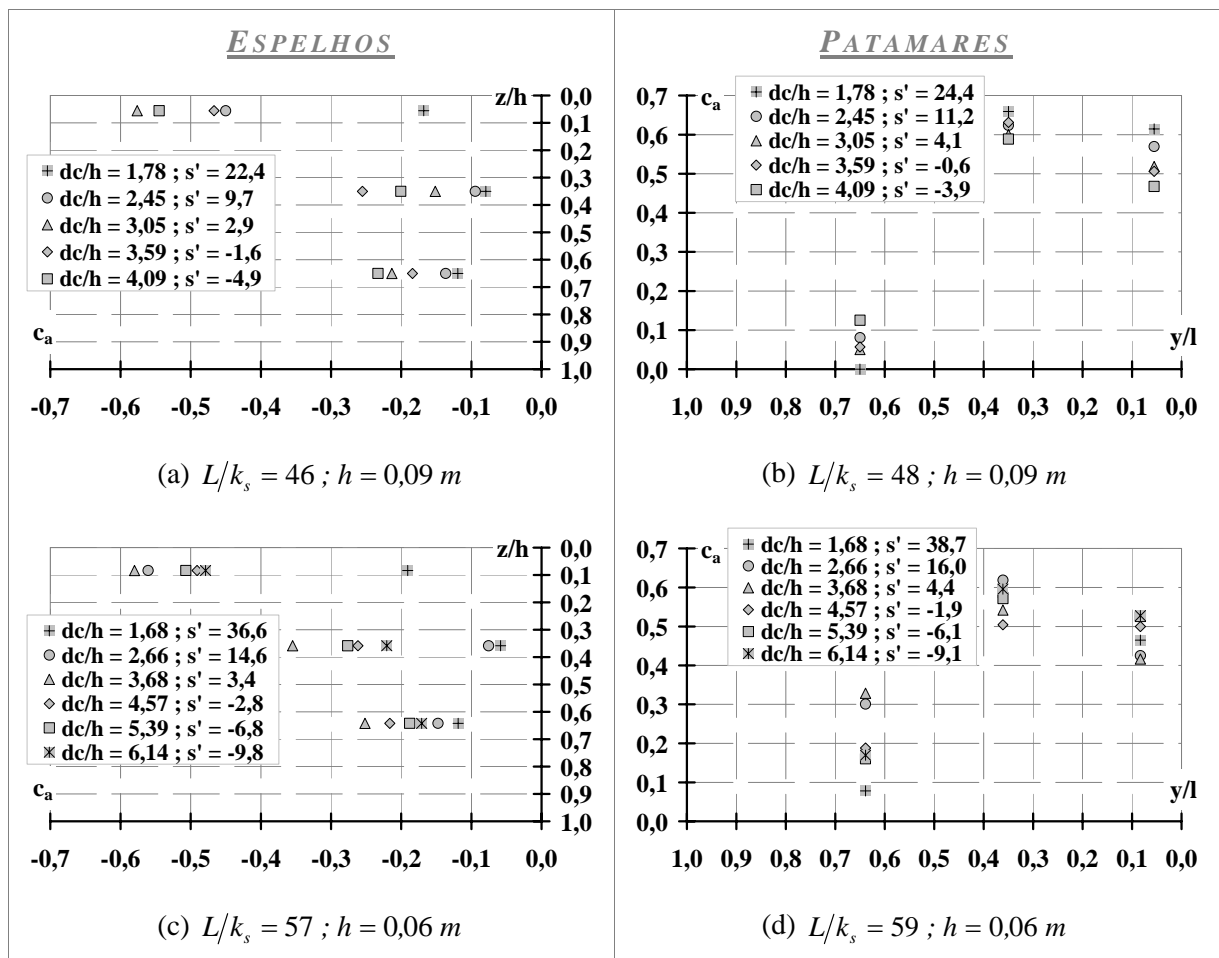


Figura 5.4 – Coeficientes de assimetria (c_a) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

Quanto aos coeficientes de curtose (k_u) (Figura 5.5), observou-se que para as tomadas de pressões localizadas nas extremidades externas dos patamares, a aeração do escoamento aumentou esses coeficientes. Quanto aos coeficientes registrados nos espelhos, verificou-se que os maiores valores estão posicionados na tomadas de pressões localizadas em $z/h \approx 0,06$. Nenhum padrão consistente pôde ser constatado para esse parâmetro nos espelhos.

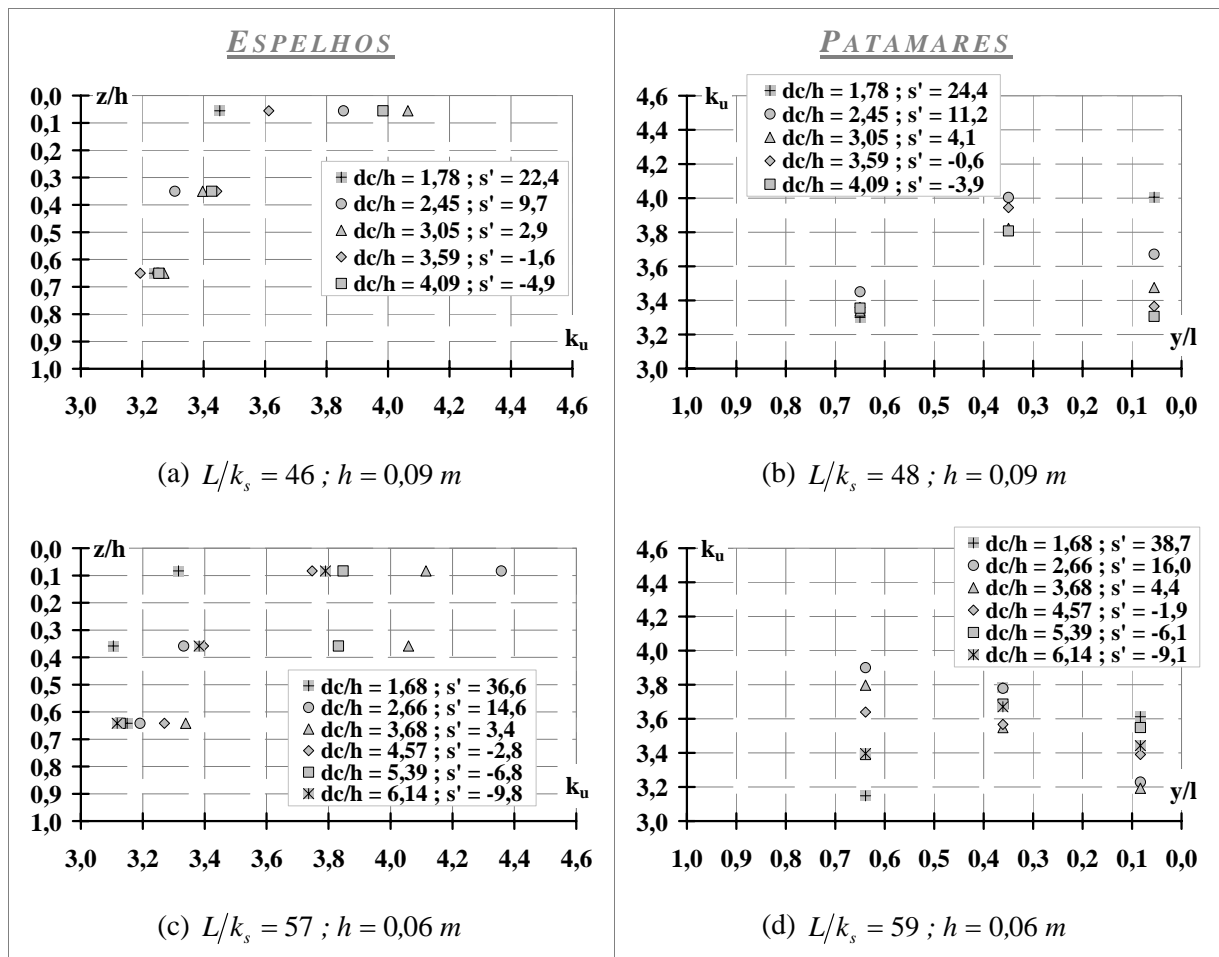


Figura 5.5 – Coeficientes de curtose (k_u) para os espelhos e patamares dos degraus sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

5.2.4. Pressões extremas

Lopardo (1996)[71] recomendou pressões com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$) para a identificação de incipiência à cavitação em bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Amador (2005)[1] também as empregou. Por conseguinte, essas pressões, bem como as com probabilidade de 99,9% de ocorrência de valores inferiores ($P_{99,9\%}$) foram selecionadas para serem apresentadas na Figura 5.6 e Figura 5.7. Tanto nos

espelhos quanto nos patamares, os comportamentos apresentados por esses parâmetros seguiram os mesmos observados nos desvios-padrão.

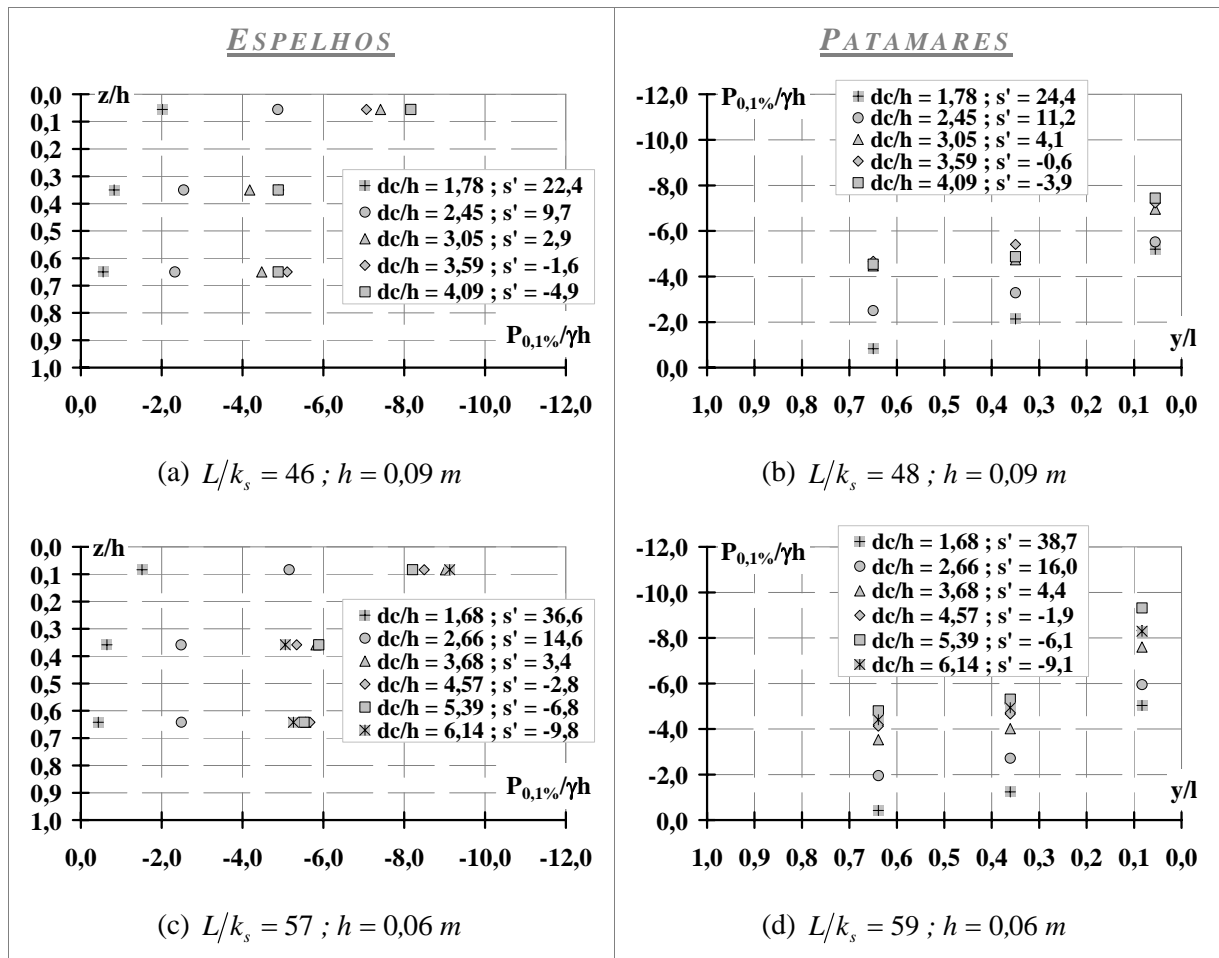


Figura 5.6 – Pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores, adimensionalizadas pela altura do degrau, ($P_{0,1\%}/\gamma h$) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

Diferentemente de **Sánchez-Juny (2001)[108]**, foram registradas pressões negativas significativas em toda extensão analisada da soleira. Os valores $P_{0,1\%}/\gamma h$ verificados nos patamares indicaram esforços negativos pouco inferiores àqueles adquiridos nos espelhos, atingindo até $-9h$. Já nos extremos positivos, os maiores valores de $P_{99,9\%}/\gamma h$ (Figura 5.7) ocorreram nos patamares dos degraus, superando em cinco vezes os observados nos espelhos (patamar igual a $32h$ comparado a $6h$ no espelho). Os valores extremos absolutos, observados em um mesmo degrau, foram atenuados com a introdução de ar no escoamento ($s' \geq 0$).

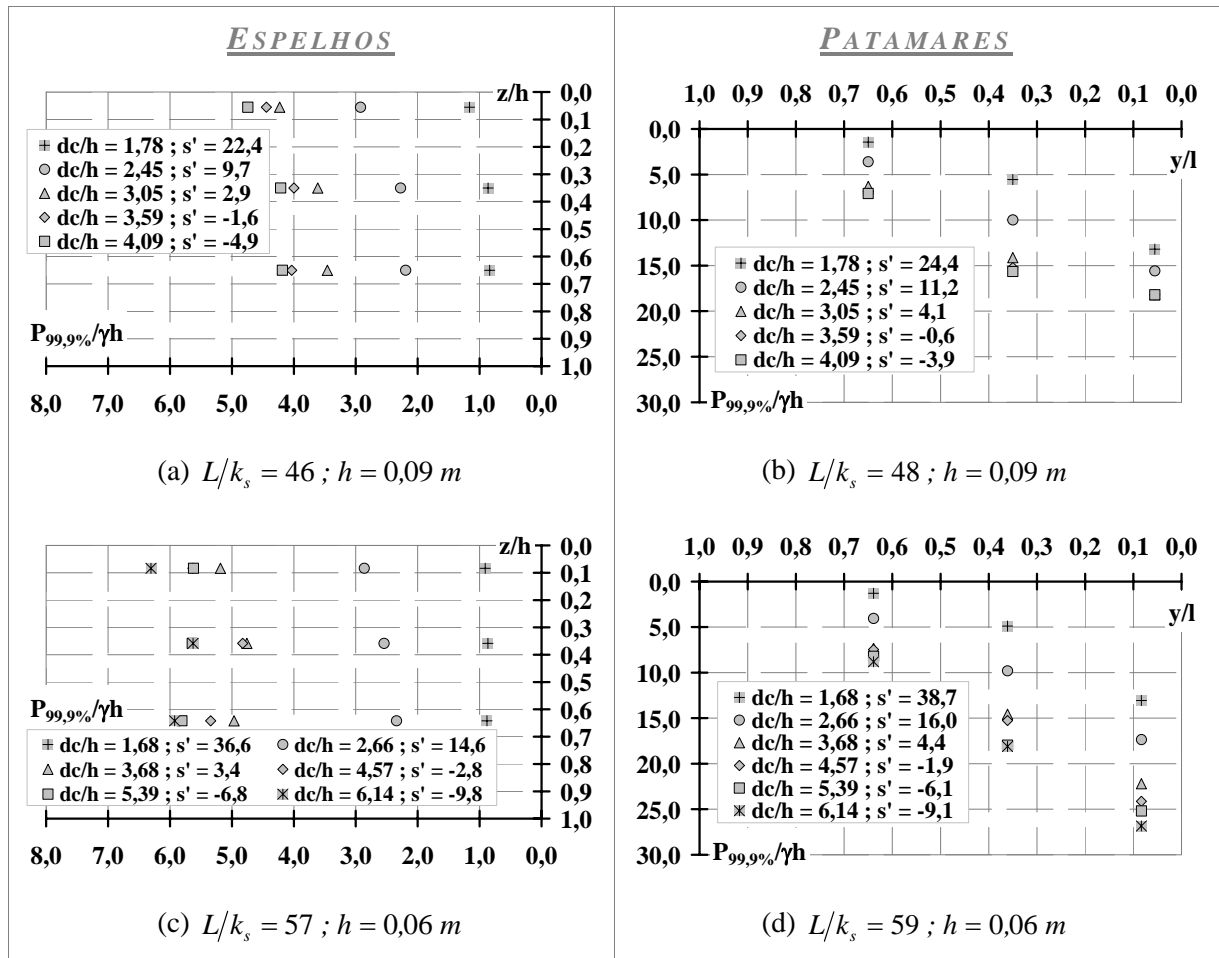


Figura 5.7 – Pressões com probabilidade de 99,9% de ocorrência de valores inferiores, adimensionalizadas pela altura do degrau, ($P_{99,9\%}/\gamma h$) para os espelhos e patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento (s').

5.2.5. Duração da ocorrência de pressões negativas

A Figura 5.8 exibi a porcentagem de tempo durante o qual foram registradas pressões negativas. Nas extremidades externas dos degraus, onde ocorrem as menores pressões, foram registradas 45% e 15% da duração da amostra adquirida, respectivamente. Nos patamares, a posição que permaneceu mais solicitada foi a $y/l \approx 0,65$, chegando a 25% do tempo.

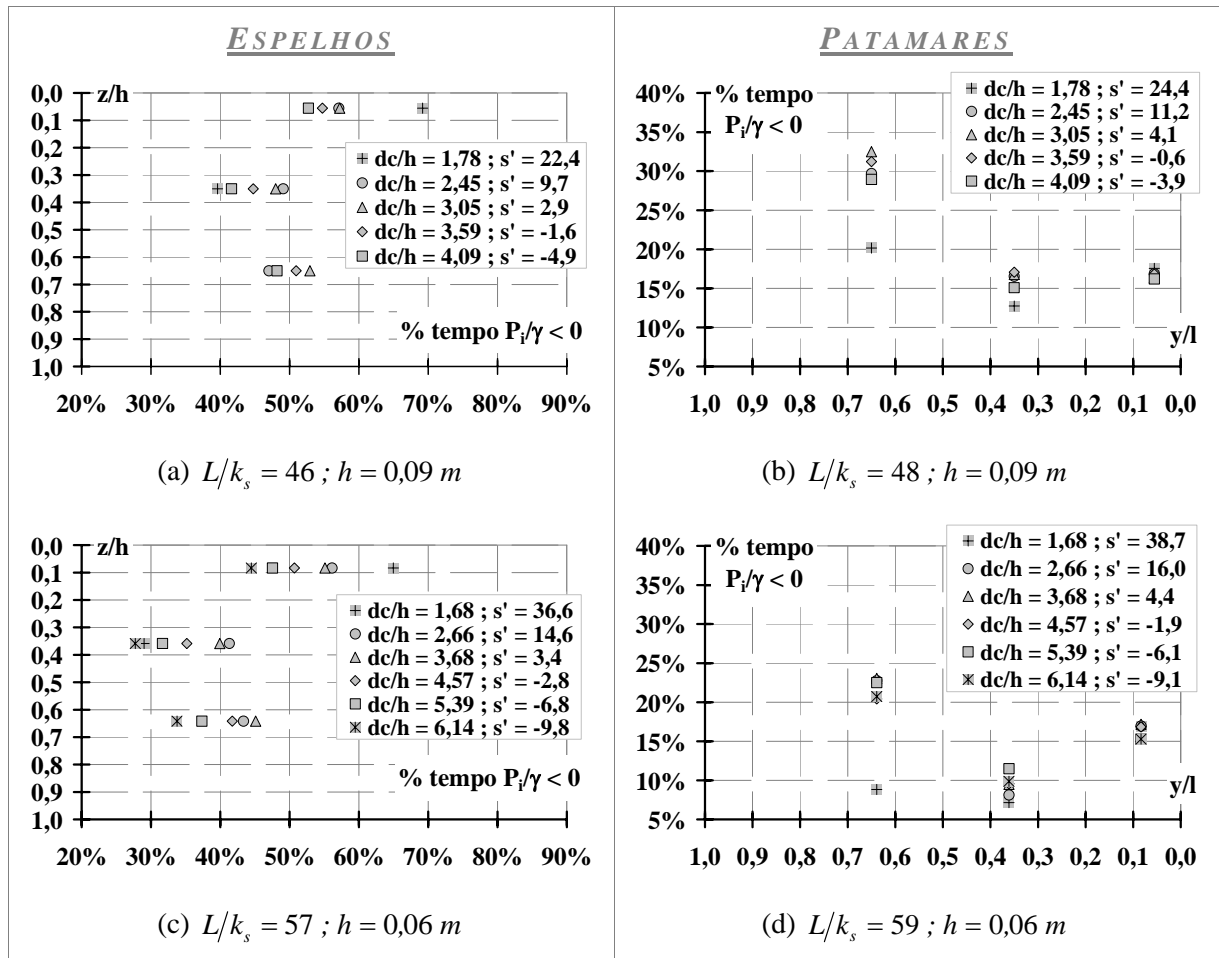


Figura 5.8 – Percentagem de tempo em que as pressões permanecem negativas observadas nos espelhos e nos patamares do degrau sob influência de diferentes condições de escoamento.

5.2.6. Conclusões parciais: campo de pressões nos degraus

As extremidades externas dos degraus ($z/h \leq 0,08$ e $y/l \leq 0,08$) são os trechos mais solicitados às pressões hidrodinâmicas. Nos patamares podem ser verificadas pressões variando entre $-9h$ e $28h$ e nos espelhos, os valores esperados estão compreendidos entre $-9h$ e $7h$. Em ambos os paramentos, as pressões negativas registradas, caso fosse adotado uma escala de transposição entre 10 e 15 vezes as dimensões dos degraus aqui empregados, oferecem elevados riscos para incipiência à cavitação. Os diagramas de pressão apresentados nas análises anteriores ilustraram a complexidade das solicitações atuantes.

Da análise dos estudos prévios apresentados na revisão bibliográfica, pôde-se identificar os seguintes fenômenos conhecidos atuando simultaneamente na cavidade, e responsáveis pelas solicitações registradas:

(a) separação da camada limite nas extremidades externas dos espelhos e desenvolvimento de uma camada de mistura turbulenta a partir dessa posição (**Chanson e Toombes, 2001[34]**, **Chanson et al., 2002[37]**, **Amador, 2005[1]**). Esses fenômenos têm área de abrangência coincidente com as posições onde ocorreram as maiores flutuações de pressões verificadas nos espelhos $z/h \leq 0,08$ e patamares $y/l \leq 0,36$, bem como as menores pressões registradas;

(b) impacto do escoamento sobre os patamares $y/l \leq 0,20$ (**Sánchez-Juny e Dolz (2002)[109]**, **Amador et al. (2004)[3]**). Visualmente consegue-se perceber uma variação dessa posição num mesmo degrau. A posição do impacto do jato em um degrau é consequência da interação de um sistema elaborado e interligado, onde a posição de impacto de montante influi significativamente, no trecho de contato de jusante. Em observações desse fenômeno, **André (2004)[6]** identificou estruturas coerentes denominadas de jatos internos (*internal jets*) que se desenvolvem a partir desse ponto de colisão e, podem ser associados ao sistemático processo de ejeção de fluido da cavidade;

(c) processos de acoplamento, crescimento, transmissão de energia e dissipação dos macrovórtices visualizados pelos trabalhos experimentais de **Matos (1999)[81]**. Esses processos também foram visualizados por **Gomes (2000)[57]** em um ressalto hidráulico. Segundo o último autor, esses fenômenos são responsáveis pelas maiores flutuações na superfície de água. Ambas as visualizações mostraram que após um processo de acoplamento de vórtices ocorreram as maiores ejeções de jatos de fluido para fora do escoamento. Conforme **Sánchez-Juny e Dolz (2002)[109]** e **Amador et al. (2004)[3]**, processos de recirculação dos vórtices predominam em trechos mais internos $y/l \geq 0,20$ na cavidade. As maiores pressões, coeficientes de assimetria e de curtose até trechos próximos a $y/l \approx 0,35$ registrados no presente estudo, indicaram que essa zona comentada por **Sánchez-Juny e Dolz (2002)[109]** e **Amador et al. (2004)[3]** deveria iniciar-se mais internamente, ou seja, a partir da segunda posição supracitada. Julga-se que a principal razão para isso decorre da influência do impacto da camada cisalhante nos patamares, justificando os maiores parâmetros estatísticos obtidos.

5.3. ANÁLISES TEMPORAIS: FREQUÊNCIAS NO INTERIOR DAS CAVIDADES

A finalidade dessa análise foi pesquisar as frequências dominantes nas amostras registradas de pressões e a influência das características do escoamento sobre elas. Para isso determinaram-se periodogramas médios segundo a metodologia de Welch [$\hat{E}_{pp}^w(f)$], processados pelo programa **Matlab (1998)[77]**, segundo as definições de funções de densidade espectral (FDE) apresentadas no Anexo A.2.2.

A comparação entre as funções densidade espectral se realizou pela adimensionalização das frequências encontradas, utilizando os números de Strouhal, e das energias espectrais médias, pelas relações $\hat{E}_{pp}^w(f)/\sigma_p^2$ (σ_p^2 - variância amostral do sinal analisado). A escolha da escala de comprimento do número adimensional de Strouhal decorreu dos resultados apresentados por **Amador (2005)[1]**. Segundo o autor, o emprego da profundidade equivalente de água (d) ou da altura do degrau (h) como escala de comprimento não permitiriam a obtenção de um número de Strouhal único. Portanto, entendeu-se que a primeira grandeza comentada seria fisicamente mais condizente com a análise aqui proposta. Assim, o número de Strouhal fica dado pela expressão (5.1).

$$Sh = \frac{f \cdot d}{U_m} \tag{5.1}$$

sendo d a profundidade equivalente de água.

Os resultados verificados indicaram frequências dominantes (f_p), definidas como sendo aquelas relacionadas ao valor máximo obtido em cada FDE, compreendidas entre 7 Hz e 18 Hz. Após os máximos registrados (Figura 5.9), as funções de densidade espectral assumiram características da última região da cascata de energia idealizada por Kolmogorov, denominada de região do equilíbrio universal, onde ocorre a dissipação. A propriedade importante dessa região é a isotropia local no espectro. Para um espectro turbulento de flutuações de velocidades, essa região pode ser dividida em (**Möller e Silvestrini (2004)[87]**): (a) sub-região inercial, $FDE(f) \sim f^{-5/3}$, definida por Kolmogorov e (b) dissipação viscosa, $FDE(f) \sim f^{-7}$, por Heisenberg. Em todas as tomadas de pressões e vazões analisadas, foi constatada essa configuração, tanto para a parte não-aerada quanto para a aerada do escoamento (ver também Figura 5.10 e Figura 5.12). Acredita-se que essa similaridade esteja

associada à resolução espacial atingida pelas dimensões das tomadas de pressões empregadas em relação às menores dimensões dos vórtices encontrados nas cavidades.

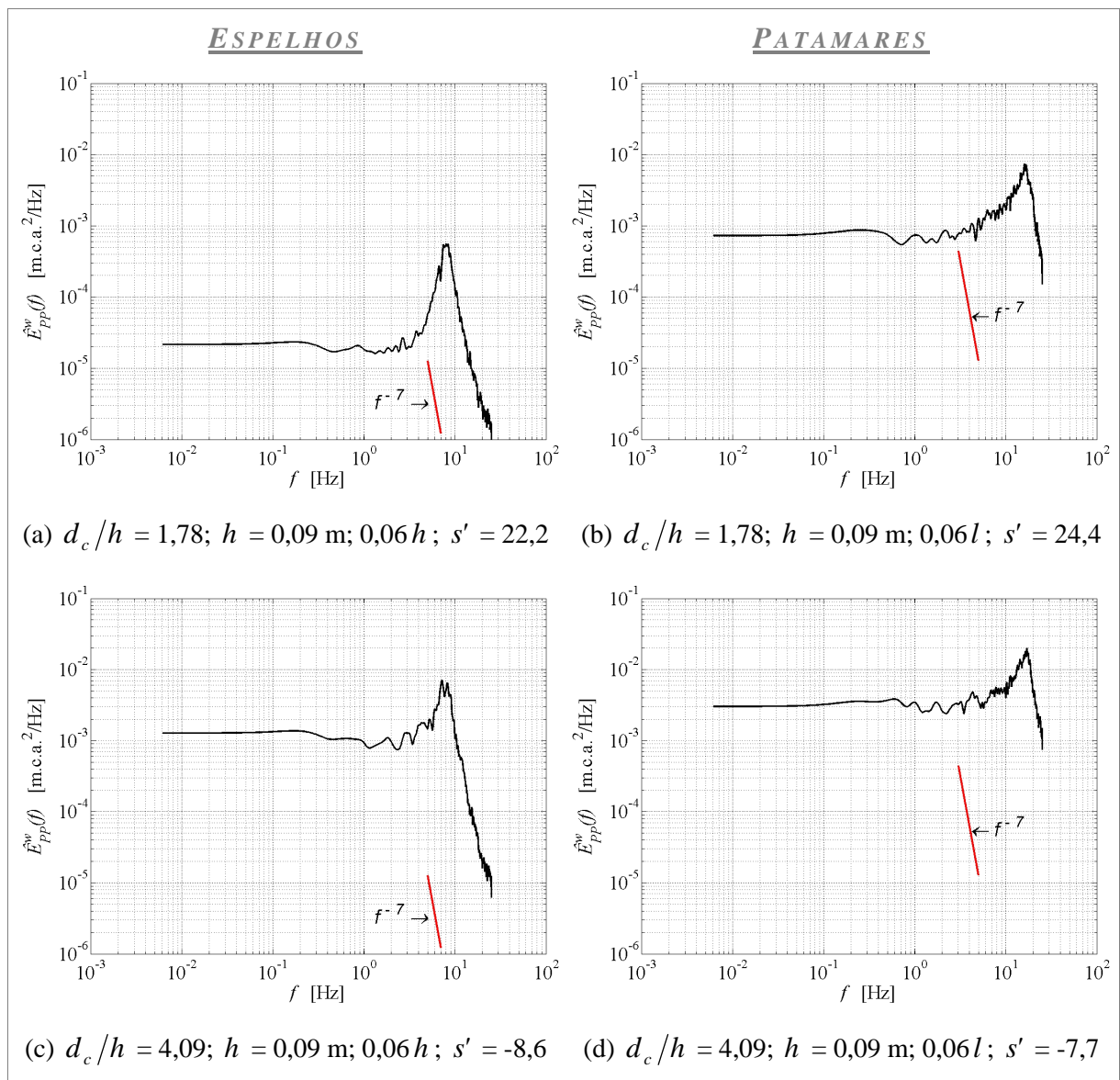


Figura 5.9 – Função de densidade espectral (FDE) segundo método de Welch c/32 janelas tipo Hamming para diferentes tomadas de pressão e condições de escoamento e visualização da região de equilíbrio universal e de dissipação viscosa.

5.3.1. Influência da posição interna da tomada de pressão nas frequências observadas

A Figura 5.10 e a Figura 5.11 ilustram a influência da posição interna das tomadas de pressões nas frequências dominantes (f_p) e nas funções de densidade espectral adimensionalizadas (FDEA).

Nos espelhos dos degraus, observa-se uma semelhança entre as FDEAs obtidas para as diferentes posições internas analisadas, diferentemente do verificado nos patamares. No paramento horizontal percebe-se uma mudança na faixa de frequência atuando sobre as soleiras (Figura 5.10). As maiores frequências, associadas às posições $y/l = 0,06$ (Figura 5.11), tenderam apresentar uma configuração energética mais distribuída ao longo dos espectros do que as verificadas nas tomadas de pressões localizadas em $y/l = 0,35$ e $y/l = 0,65$ (Figura 5.10 b, d, f).

As frequências dominantes apresentadas na Figura 5.11 indicaram diferenças de até 66% entre os valores obtidos nos espelhos e patamares num mesmo degrau.

Os resultados apresentados nas figuras subseqüentes se reproduzem para as demais condições de escoamento e calhas testadas no presente estudo.

Na Figura 5.10:

$\hat{E}_{pp}^w(f)$ - função de densidade espectral segundo método de Welch;

σ_p^2 - variância amostral;

Sh - número adimensional de Strouhal;

s' - posição longitudinal da tomada de pressão, relativa a seção de afloramento da camada limite.

d_c - profundidade crítica do escoamento;

h e l - altura e comprimento dos degraus.

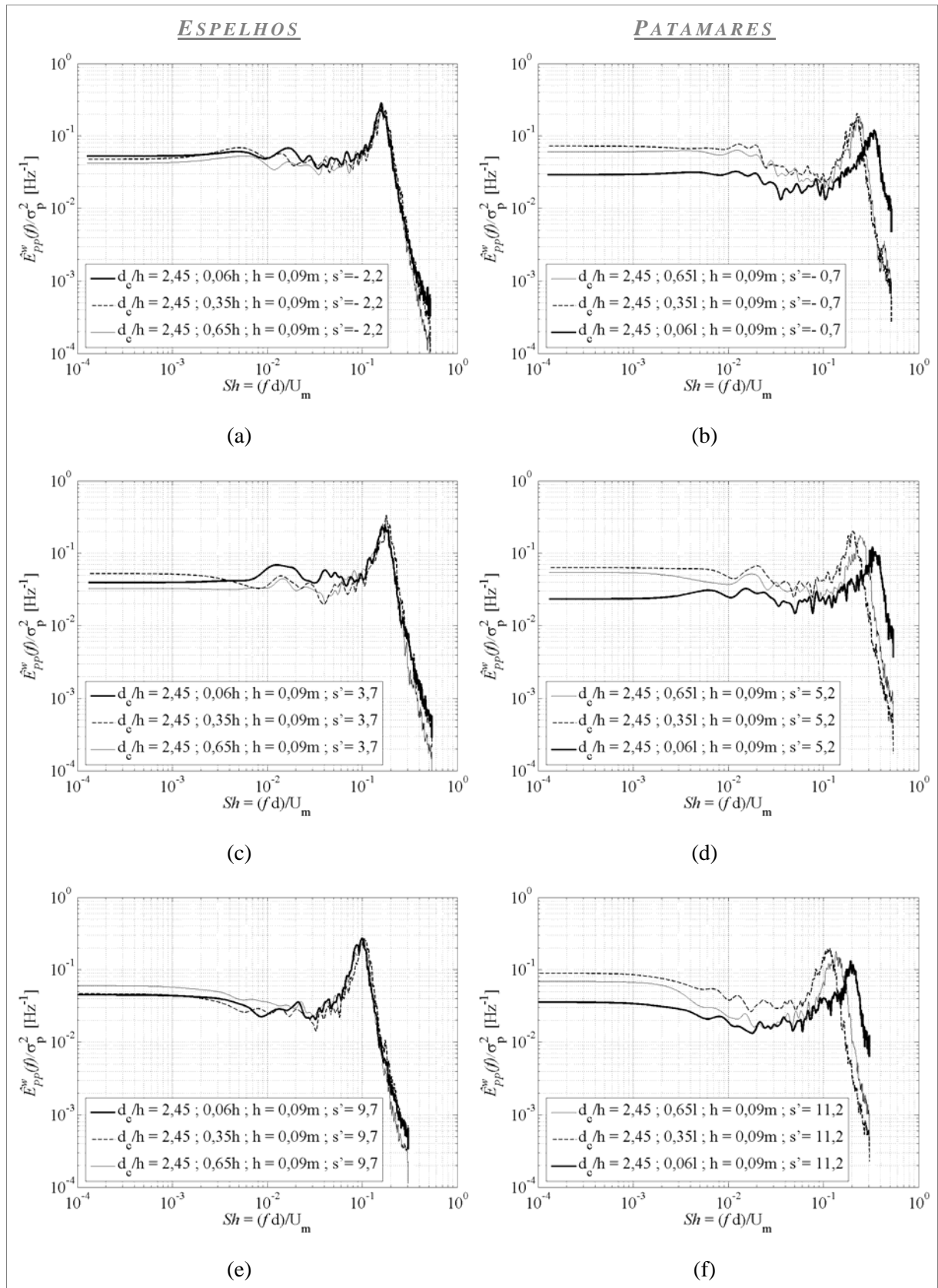


Figura 5.10 – Influência da posição das tomadas de pressões no interior da cavidade nas funções de densidade espectral adimensionalizadas, traçadas segundo o método de Welch com 32 janelas do tipo Hamming, para $d_c/h = 2,45$; $h = 0,09m$.

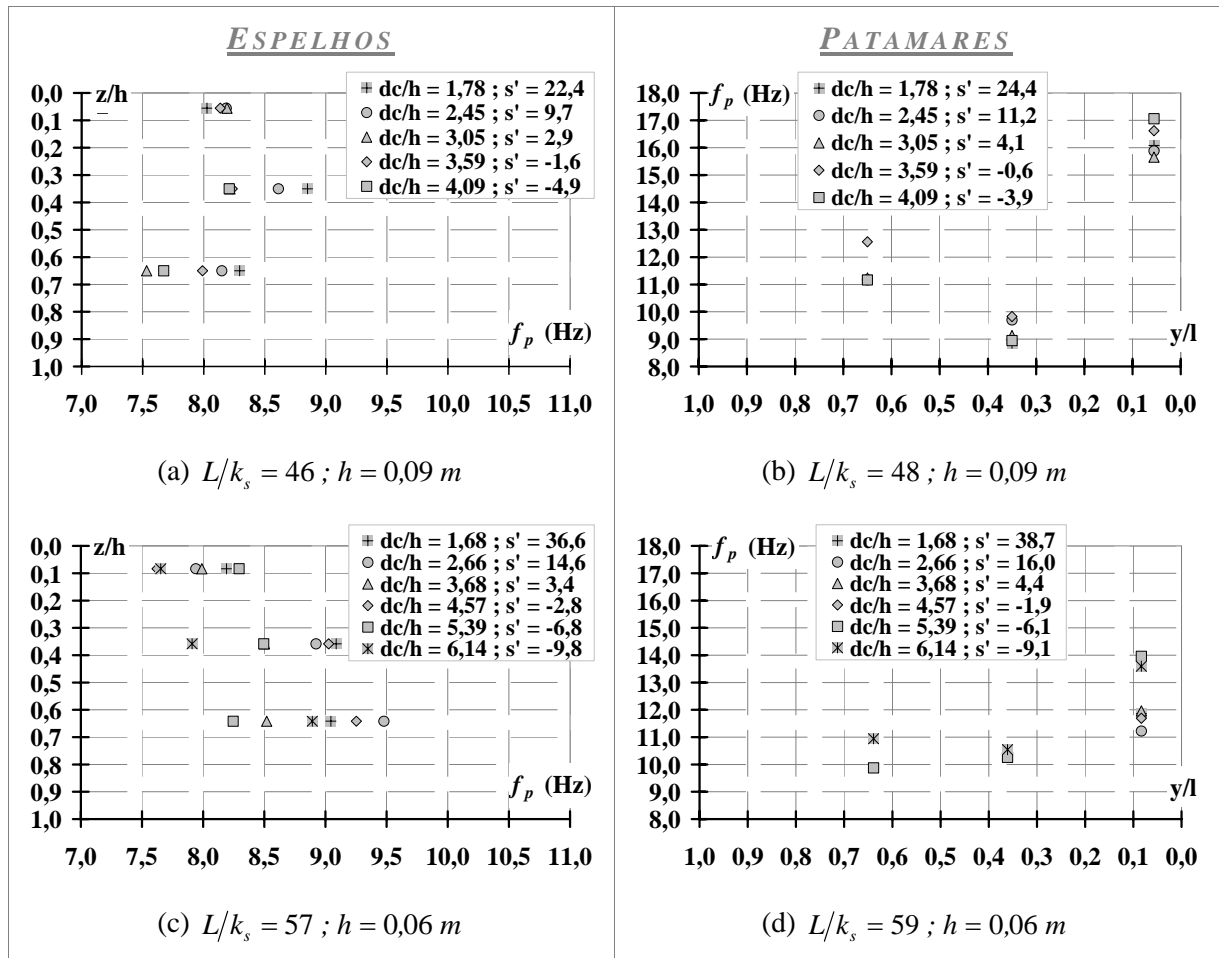


Figura 5.11 – Frequências dominantes (f_p) obtidas pelo máximo valor da função de densidade espectral (FDE) no interior da cavidade para diferentes vazões e condições de escoamento.

5.3.2. Influência das condições do escoamento sobre os números de Strouhal calculados

Avaliando as funções de densidade espectral adimensionalizadas para as tomadas de pressões localizadas nas extremidades externas dos degraus das calhas com alturas de espelhos iguais a 0,06 m e 0,09 m e relações d_c/h iguais 4,57 e 2,45 (Figura 5.12), respectivamente; constatou que os números de Strouhal (Sh) diminuem no sentido do fluxo do escoamento. Analisando os resultados para as demais vazões, verificou-se que esse comportamento se repetia.

Obteve-se, então, a partir das frequências dominantes (f_p), os números de Strouhal dominantes (Sh_p) os relacionando com a posição adimensional s' . A evolução desse número adimensional foi apresentado na Figura 5.13. Os maiores Sh_p ficaram na ordem de 0,40. Para

as menores relações d_c/h e $s' \geq 20$, houve uma redução da taxa de decrescimento dessa grandeza, atingindo valores próximos a 0,04. Pode-se atribuir isso, basicamente, as pequenas variações das grandezas empregadas para a determinação do número de Strouhal dominante.

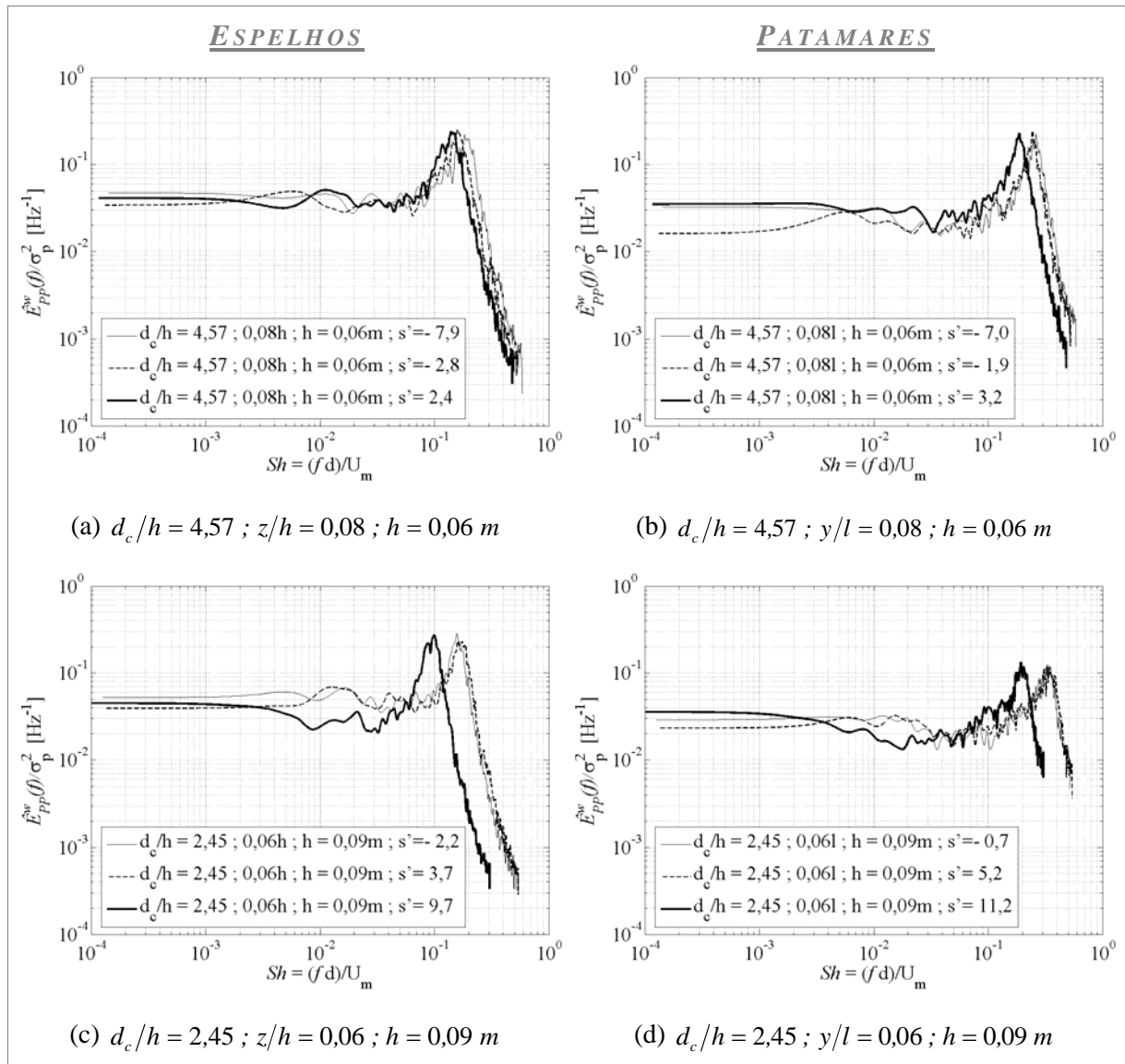


Figura 5.12 – Evolução das funções de densidade espectral (FDE) adimensionalizadas, segundo método de Welch com 32 janelas do tipo Hamming, para diferentes condições de escoamento (s') ao longo do vertedouro para d_c/h igual a 2,45 e 4,57.

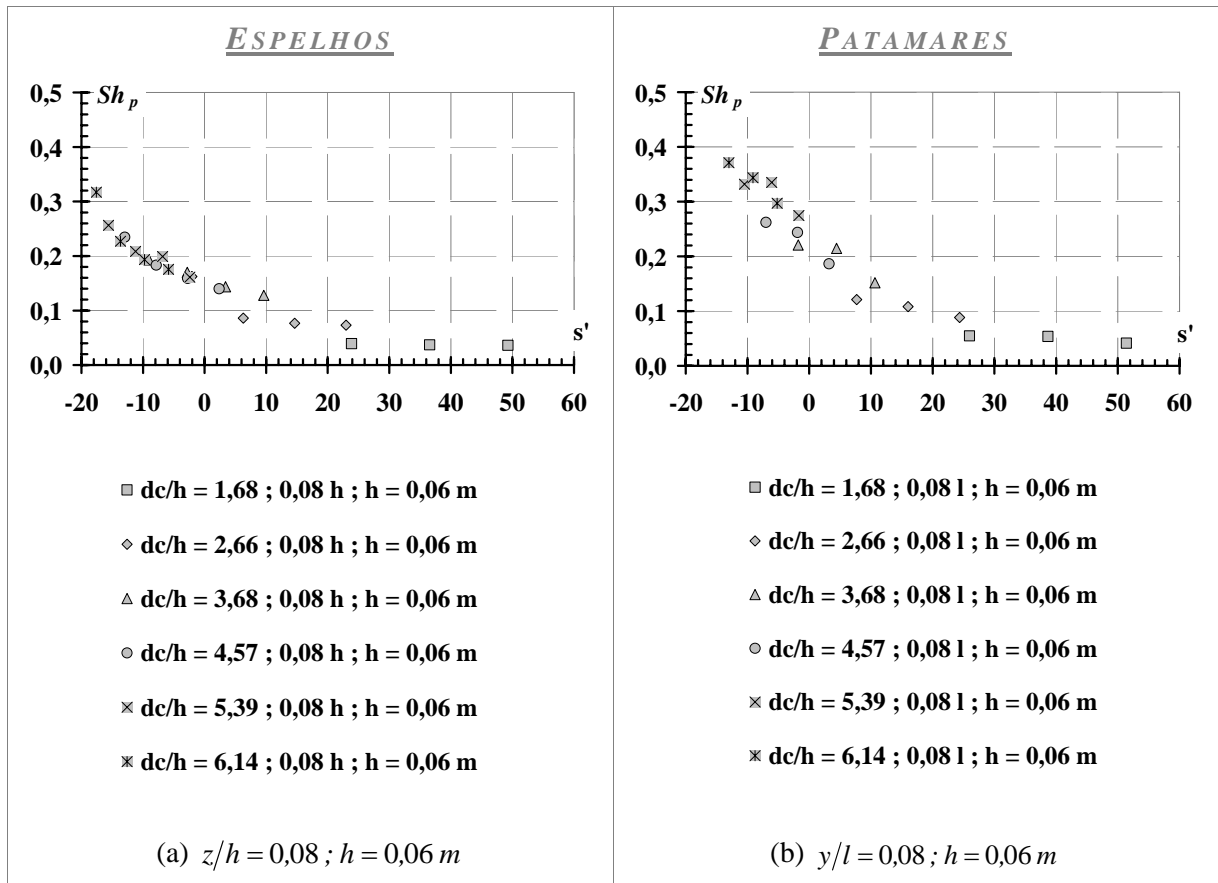


Figura 5.13 – Evolução do número adimensional de Strouhal dominante (Sh_p) no sentido do fluxo do escoamento. (a) espelhos; (b) patamar; calha IV:0,75H; 0,08h e $h = 0,06 m$.

5.3.3. Correlações temporais entre amostras de pressões

As funções de autocorrelação servem para identificar efeitos predominantes e duração de fenômenos, bem como as correlações cruzada para verificar dependência entre fenômenos em intensidade e defasagem. Conseqüentemente, esta investigação avaliou o efeito global de diversos fenômenos periódicos atuando simultaneamente no interior da cavidade e sua repercussão na análise realizada anteriormente. As definições da função de autocorrelação (ϕ_{PP}) e correlação cruzada ($\phi_{P_1P_2}$) utilizadas podem ser encontradas no Anexo A.2.3.

Na sistemática de análise, adotou-se como referência a tomada de pressão localizadas em $y/l = 0,06$ e procedeu-se o cálculo das funções relacionadas às tomadas de pressões subsequentes no sentido de rotação dos vórtices, conforme ilustra a Figura 5.1.

Inicialmente analisaram-se as funções de autocorrelações temporais para as tomadas de pressões solicitadas aos maiores esforços, Figura 5.14. Os resultados mostraram que o tempo

necessário para a ϕ_{PP} assumir valores insignificantes (menores que 0,04) varia de posição interna e está, em média, na ordem de 0,4 s a 0,6 s (1,7 Hz a 2,5 Hz) para os espelhos e 0,2 s (5 Hz) para os patamares. **Amador (2005)[1]** verificou que os dados de pressão separados por tempos superiores a 1 s são estatisticamente independente entre si.

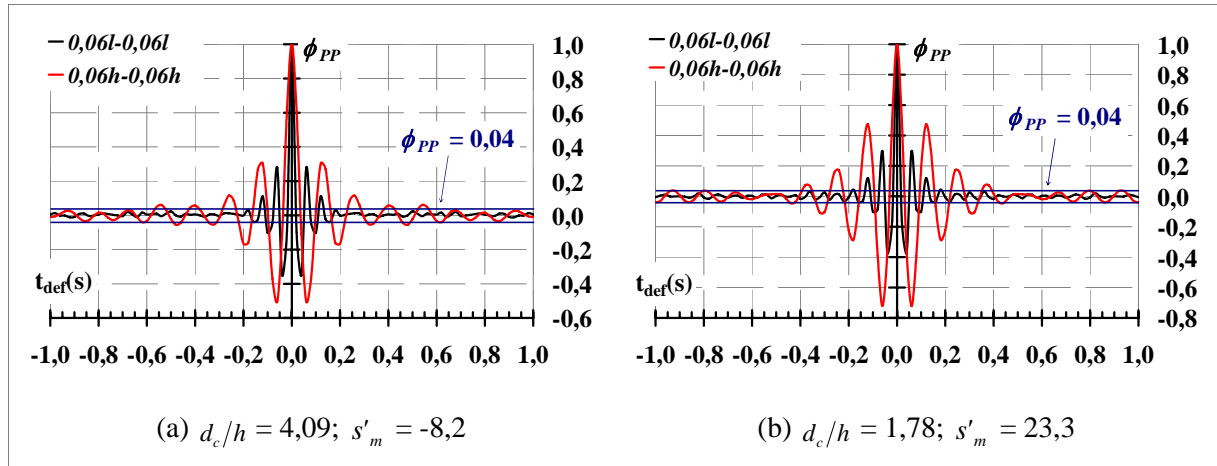


Figura 5.14 – Função de autocorrelação temporal ϕ_{PP} das tomadas de pressões localizadas nas extremidades externas do degrau: (a) escoamento não-aerado; (b) escoamento aerado.

Na Figura 5.15 são delineadas as funções correlações cruzadas ($\phi_{P_1P_2}$). Como era de se esperar, devido ao sentido de cálculo das $\phi_{P_1P_2}$, as maiores correlações (até 0,40) foram obtidas para defasagens negativas, representadas por tempos negativos. De maneira geral, quando se analisava duas amostras de pressão conjuntamente, as frequências médias ($\overline{f_{p\phi}}$) obtidas pelos períodos médios ($\overline{t_\phi}$) entre os picos das funções de correlações cruzadas ($\phi_{P_1P_2}$), resultavam em valores intermediários aos verificados isoladamente por cada amostra (Tabela 5.1 e Tabela 5.2). Para a posição média adimensional s' (s'_m) iguais a -8,2 e 23,3, foram observados as maiores $\overline{f_{p\phi}}$ nos patamares, indicando valores entre 10 Hz e 17 Hz. Para os espelhos, essas $\overline{f_{p\phi}}$ ficaram em torno de 8,3 Hz. A aeração do escoamento não alterou significativamente os resultados encontrados nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2.

Com a distância acumulada entre as tomadas de pressões (D_p) e o tempos médios ($\overline{t_\phi}$), determinaram-se as velocidades médias ($\overline{U_\phi}$) de propagação da onda de pressão. As $\overline{U_\phi}$ mostraram-se cerca de 4% a 20% das velocidades médias do escoamento (U_m).

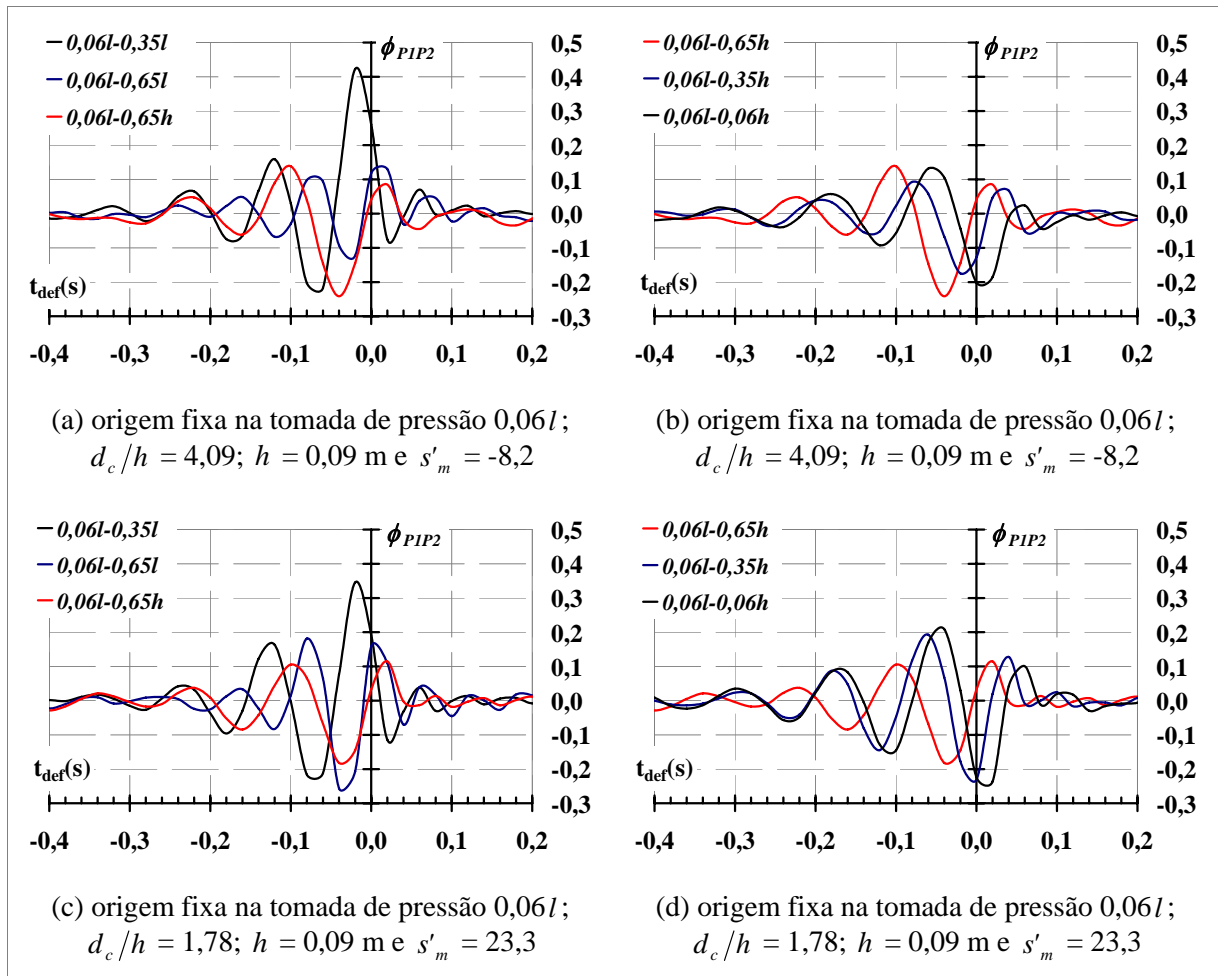


Figura 5.15 – Representação das funções de correlação cruzada ϕ_{P1P2} tendo como origem a tomada de pressão na posição interna $y/l = 0,06$.

Na Figura 5.15:

s'_m - valor médio da posição longitudinal dimensional entre a extremidade externa do espelho e do patamar, com origem na seção de afloramento da camada limite.

5.3.4. Conclusões parciais sobre o estudo de frequências obtidas nas amostras de pressões

5.3.4.1. Análises prévias

As funções de densidade espectrais indicaram picos “largos” (*broad band*), decorrentes das características turbulentas do escoamento. Segundo **Dimotakis (2005)[44]**, para uma camada cisalhante com número de Reynolds $Re > Re_{tr}$ ($Re_{tr} \approx 1 \times 10^4$ a 2×10^4) essa conformação de picos “largos” marca o início do expoente $-5/3$ de decaimento da curva no espectro de energia, e, portanto, a região de equilíbrio universal. Nessa última região, as funções de densidade espectral indicaram expoentes próximo a -7 .

Basicamente, as variações das frequências dominantes (f_p) estão relacionadas com a posição interna analisada das tomadas de pressões e ficaram compreendidas entre 7 Hz a 18 Hz. Os números de Strouhal dominantes (Sh_p), decorrentes das frequências dominantes, decresceram no sentido do fluxo do escoamento.

Os resultados das análises realizadas de correlações cruzadas mostraram que as frequências obtidas com os tempos entre os picos dessas funções estão na mesma ordem de grandeza das verificadas nas frequências dominantes obtidas pela análise pontual. Também permitiram verificar que as velocidades médias de transporte das ondas de pressões nos interiores da cavidades são, significativamente, inferiores às velocidades do escoamento principal para a mesma posição longitudinal no vertedouro.

5.3.4.2. Recomendações para futuros estudos relacionados à identificação de fenômenos periódicos em vertedouros em degraus

Chanson et al. (2002)[37] sugerem que o processo de ejeção de fluido da cavidade seja responsável pelas principais frequências encontradas nos vertedouros em degraus, sendo sua identificação vital para a determinação de falhas e danos potenciais.

Antes disso, **Chanson e Toombes (2001)[34]** propuseram uma relação analítica, proveniente da aplicação do princípio de conservação de energia no interior da cavidade, onde associa a frequência adimensional de ejeção de fluido (f_{ej}) à taxa de dissipação de energia expressa por (5.2). A expressão foi desenvolvida considerando calhas largas com degraus

longos, ou seja, $\theta < 20^\circ$, e relação entre a velocidade de entrada do fluido na cavidade e saída igual a 0,50. Sabendo das limitações da aplicação dessa metodologia, verificou-se para as condições de escoamento e calhas aqui testadas que essa frequência estaria compreendida entre 5 Hz e 15 Hz, bastante similares às encontradas pelas funções de densidade espectral.

$$\frac{f_{ej} \cdot k_s}{U_m} \approx \frac{f_{eq}}{5} \quad (5.2)$$

sendo:

f_{eq} - fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weisbach;

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro;

U_m - velocidade média do escoamento.

Posteriormente, em visualizações do escoamento no interior da cavidade, **André (2004)[6]** associou esse fenômeno às estruturas coerentes denominadas de *internal jets*. Sabe-se pelas pesquisas relacionadas a processos de cavitação, que estruturas coerentes como essa são os agentes principais nas erosões dos contornos sólidos (**Arndt, 2002[10]**), conduzindo núcleos cavitacionais para o interior da camada limite.

As análises aqui efetuadas das funções de densidade espectral são incapazes de associar, isoladamente, os processos de ejeção de fluido às frequências dominantes dessas estruturas. Contudo, os estudos prévios, aliados às elevadas flutuações de pressões registradas (-9h a 32h - frequências variando entre 10-18 Hz) nos patamares (presente estudo), vêm fornecendo indicativos importantes que podem redirecionar os estudos sobre processos de cavitação em vertedouros em degraus. As pressões verificadas nos patamares e nos espelhos são tão próximos da ordem da tensão de vapor que, somente com o monitoramento constante das obras existentes, poderão ser identificados os trechos sujeitos ao aparecimento de danos por cavitação.

5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE PRESSÕES COM ESTUDOS PRÉVIOS

5.4.1. Considerações iniciais

Os dados de pressões aqui obtidos foram comparados com resultados de trabalhos prévios de outros autores que mostraram relevância para a compreensão das variáveis pertinentes na descrição do campo de pressões. Esses estudos foram selecionados de maneira que:

- 1) a declividade fosse semelhante à empregada neste trabalho;
- 2) a posição interna de medição de pressão nos degraus pudesse ser estabelecida;
- 3) fosse possível identificar as condições de aeração do escoamento na seção de medição de pressão.

Quatro trabalhos foram selecionados: **Tozzi (1992)[118]**; **Olinger (2001)[91]**; **Sánchez - Juny (2001)[108]** e **Amador (2005)[1]**.

Seguindo as metas pré-estabelecidas nos objetivos do presente trabalho, essa etapa do estudo se restringirá à comparação das pressões flutuantes e extremas com risco à incipiência à cavitação, conforme indicação de cada autor. **Tozzi (1992)[118]** selecionou pressões com 1 a 10% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores. **Olinger (2001)[91]**, identificando pressões relacionadas à tensão de vapor da água, sugeriu velocidades críticas ao aparecimento dessas. Já **Sánchez-Juny (2001)[108]**, diferentemente dos demais autores aqui apresentados, apresentou modelos de previsão de pressão em trechos aerado do escoamento, onde os riscos de cavitação são nulos. Finalmente, **Amador (2005)[1]**, seguindo as recomendações de **Lopardo (1996)[71]**, sugere modelos de previsão de esforços baseado nas pressões com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores em modelos físicos.

5.4.2. Comparação com os resultados de Tozzi (1992)

Tozzi (1992)[118] analisando um vertedouro com declividade 1V:0,75H e degraus de altura iguais a 0,05 m e 0,10 m, determinou coeficientes de pressão com certa probabilidade de ocorrência nas extremidades externas de alguns degraus. Seus resultados foram

relacionados às profundidades relativas do escoamento (d/k_s) e podem ser vistos na Figura 5.16, juntamente com os encontrados no presente estudo.

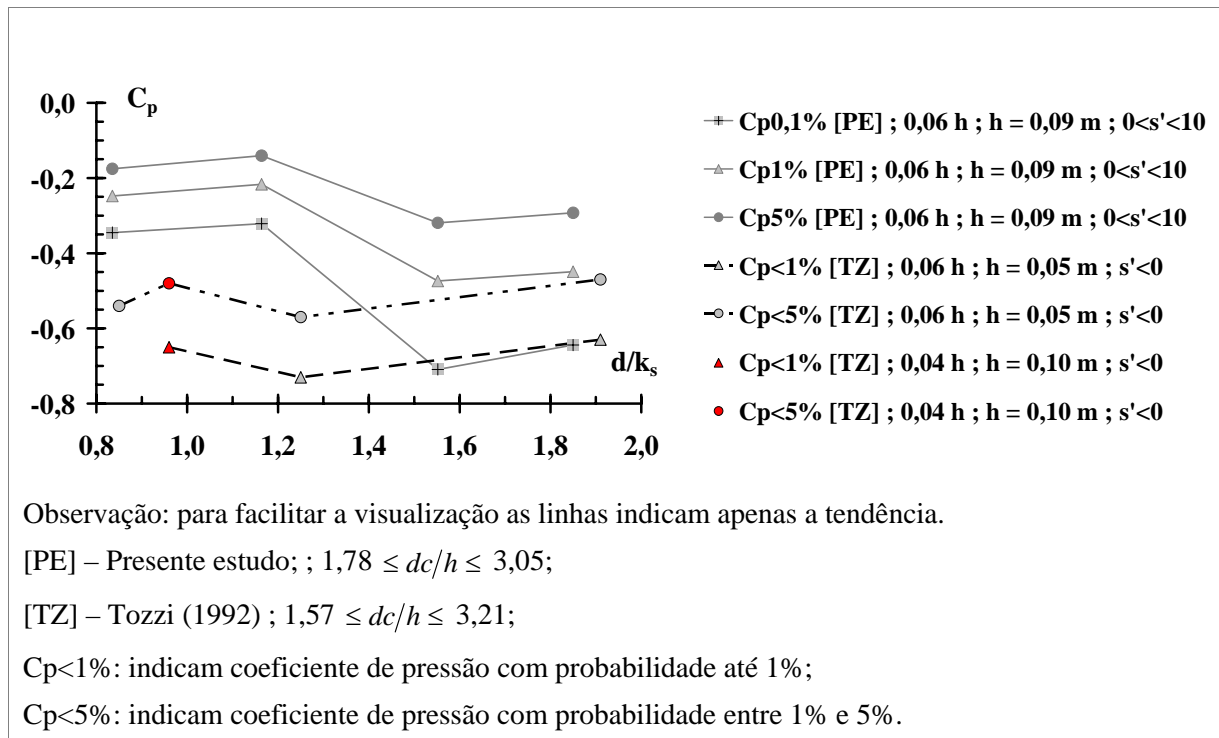


Figura 5.16 – Comparação dos resultados de coeficiente de pressão encontrados no presente estudo com os verificados por Tozzi (1992) para calhas com $IV:0,75H$.

As diferenças verificadas podem estar relacionadas ao método de estimativa da profundidade do escoamento e as posições internas das tomadas de pressões adotadas por cada autor. Uma vez que os coeficientes de pressão obtidos por **Tozzi (1992)[118]** para as tomadas de pressão localizadas em z/h igual a 0,04 (altura de espelhos de 0,10 m) e z/h igual a 0,06 (degraus com altura de 0,05 m) não se distinguiram significativamente, acredita-se que a principal razão das diferenças recaia sobre o primeiro motivo supracitado.

Salientou-se na Figura 5.16 que os coeficientes de pressão obtidos no presente estudo foram registrados para o trecho $0 < s' < 10$, diferentemente de **Tozzi (1992)[118]** que os verificou para $s' < 0$. O referido autor empregou o método numérico das diferenças finitas para determinar as profundidades do escoamento, enquanto aqui, elas foram obtidas pela metodologia teórica-experimental de **Meireles (2004)[85]**. Estimou-se que as diferenças entre essas duas metodologia poderiam variar entre 3% a 50%, explicando o ilustrado na Figura 5.16.

5.4.3. Comparação com os resultados de Olinger (2001)

Olinger (2001)[91], estudando um vertedouro com declividade 1V:0,75H e degraus com alturas 0,03 m, 0,06 m e 0,12 m, emprega diferentes escalas de transposição em seus dados (1:5 até 1:20) e os apresenta num só contexto. Os efeitos de escalas esperados nesse procedimento, principalmente, relacionados a degraus de alturas inferiores a 0,06 m e escala igual a 1:20, dificultaram, inicialmente, a comparação entre os dados de pressão. Retirando-os, os resultados do referido autor e do presente estudo podem ser vistos na Figura 5.17. As pressões da ordem da tensão relativa de vapor de água com certa probabilidade de ocorrência foram associadas às velocidades médias críticas (U_{m_cr}) ocorridas em vertedouros em degraus com tamanhos reais.

De maneira geral, os resultados de **Olinger (2001)[91]** verificam-se dispersos ao longo da tendência das velocidades aqui obtidas, indicando um suave crescimento com o aumento da profundidade relativa d/k_s . Acredita-se que a razão da dispersão dos valores apresentados por **Olinger (2001)[91]** em relação aos aqui verificados, pode ser atribuída a três fatores:

- 1) As diferentes posições internas das tomadas de pressões. Como constatado na revisão bibliográfica e nos resultados previamente mostrados, as tomadas de pressões localizadas mais internamente possuem menores flutuações e, portanto, maiores pressões mínimas. Isso explicaria as maiores velocidades encontradas para os pontos $0,083h$ e $h = 0,06$ m em relação aos obtidos para a calha com altura degraus igual a 0,09 m aqui empregada;

- 2) As diferentes probabilidade de ocorrência de pressões comparadas. A partir das pressões da ordem da tensão relativa de vapor de água, **Olinger (2001)[91]** determinou pelas amostras registradas as suas probabilidades de ocorrência. Portanto quando a Figura 5.17 referencia o limite $<1\%$, as frequências verificadas nas amostras de **Olinger (2001)[91]** podem variar entre 0,1% a 0,99%;

- 3) Ao aparato experimental empregado. A calha escalonada era alimentada por um conduto sob pressão tipo *jet box*, conectado a um reservatório de carga constante que, através de uma transição e de uma comporta, propiciavam a obtenção de um escoamento de superfície livre. Na calha escalonada havia degraus de transição, onde foram posicionadas as tomadas de pressão para aquisição de pressões instantâneas. Além do escoamento não se desenvolver suficientemente para se livrar do pré-alinhamento proporcionado pelo sistema de alimentação

mencionado acima, o campo de pressões apresentado nos degraus de transição estaria sujeito a diferentes influências decorrentes da variação das dimensões de cada degrau anterior. Ademais, conforme **Chanson, 2005[26]** e **Chanson (2006)[29]**, essa configuração de calha propiciaria uma alteração do desenvolvimento da camada limite em relação ao verificado em um vertedouro com perfil delineado com uma ogiva de soleira curvilínea. Tanto o fator apresentado no item 2 quanto esse recém comentado podem explicar as diferenças entre os pontos provenientes da calha com altura de degraus 0,12 m e 0,083 h e dos aqui encontrados.

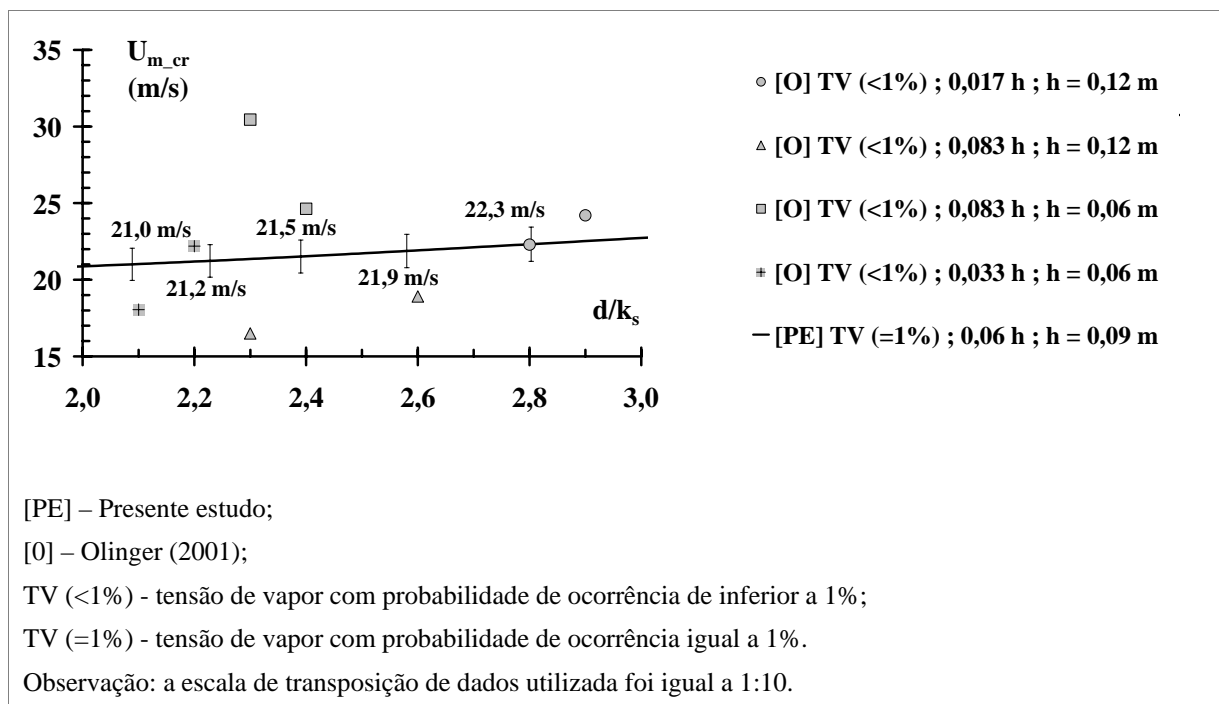


Figura 5.17 – Comparação dos resultados de velocidades médias que produzem pressões na soleira dos degraus da ordem da tensão de vapor de água encontrados no presente estudo [PE] com os verificados por Olinger (2001) [O] para calhas com $IV:0,75H$ e trecho não-aerado do escoamento.

Na Figura 5.17:

d - profundidade equivalente de água;

k_s - rugosidade de forma da superfície do vertedouro;

U_{m_cr} - velocidade média crítica do escoamento para que ocorra a tensão de vapor.

5.4.4. Comparação com os resultados de Sánchez-Juny (2001)

Sánchez-Juny (2001)[108] desenvolveu modelos de previsão de pressão na zona aerada do escoamento ($27 \leq s' \leq 107$ e $L/k_s > 63$) para relações d_c/h variando entre 0,891 a 2,25, menores que as do presente estudo.

As principais diferenças encontradas nas configurações e metodologias experimentais são:

(a) o vertedouro aqui empregado é menor que o estudado por **Sánchez-Juny (2001)[108]**. Portanto, as relações L/k_s verificadas por **Sánchez-Juny (2001)[108]** são superiores às aqui testadas. Para a mesma relação d_c/h , isso conduziria, teoricamente, a maiores flutuações de pressões registradas no presente estudo;

(b) a posição transversal das tomadas de pressão comparadas são diferentes. **Sánchez-Juny (2001)[108]** posicionou-as a 0,25 da largura do canal (B) e, no presente estudo, as tomadas de pressão estão localizadas na parte central do vertedouro ($0,50 B$). A tridimensionalidade do fenômeno estudado poderá comprometer a comparação e;

(c) tamanho dos orifícios empregados na confecção das tomadas de pressões pelos autores. **Sánchez-Juny (2001)[108]** utilizou tomadas de pressões com diâmetros internos de 8 mm, 5,33 vezes maiores do que os aqui utilizados (1,5 mm). Julgou-se prudente abrir um comentário a respeito desse assunto, visto que as diferenças entre as dimensões das tomadas de pressões é expressiva. Sabe-se que resolução espacial do campo de pressão, obtido pelas tomadas de pressão, está associada às dimensões dos vórtices verificados dentro das cavidades. As funções de densidade espectral obtidas no presente estudo indicaram que as medições de pressões conseguiram captar a escala energética das estruturas hidrodinâmicas até a região de dissipação viscosas, limitada às frequências não superiores a 25Hz. Entretanto, assumir que isso possa vir a ser fonte expressiva de divergência entre os dados comparados, sem o conhecimento dos tamanhos desses vórtices, é ainda prematuro.

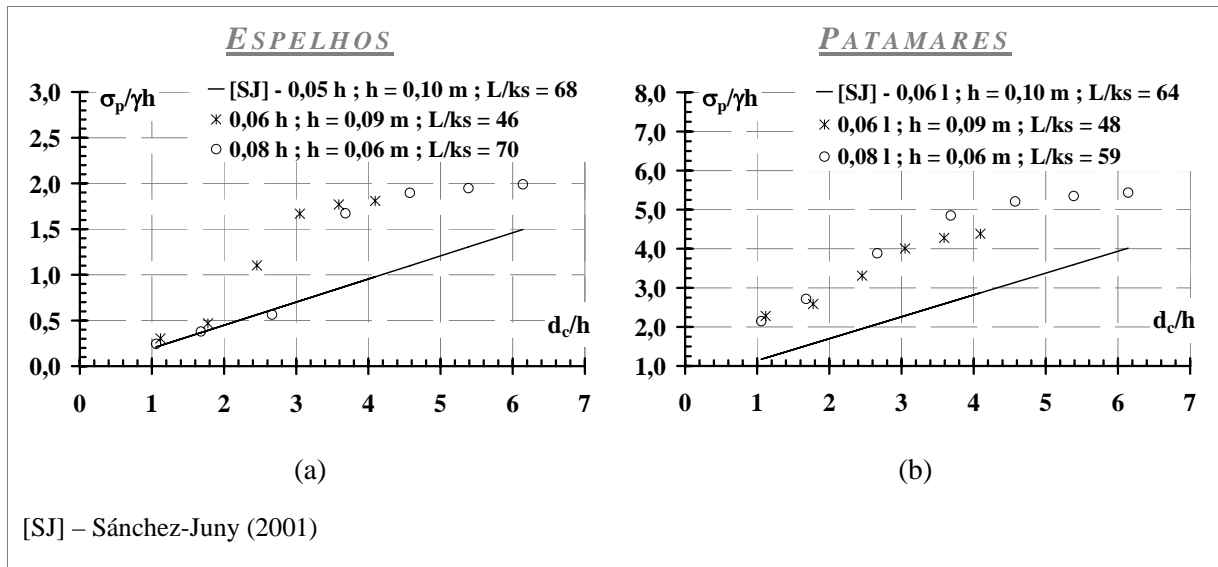


Figura 5.18 – Comparação das pressões flutuantes ($\sigma_p/\gamma h$) obtidas no presente estudo com o modelo de previsão de Sánchez-Juny (2001) [SJ].

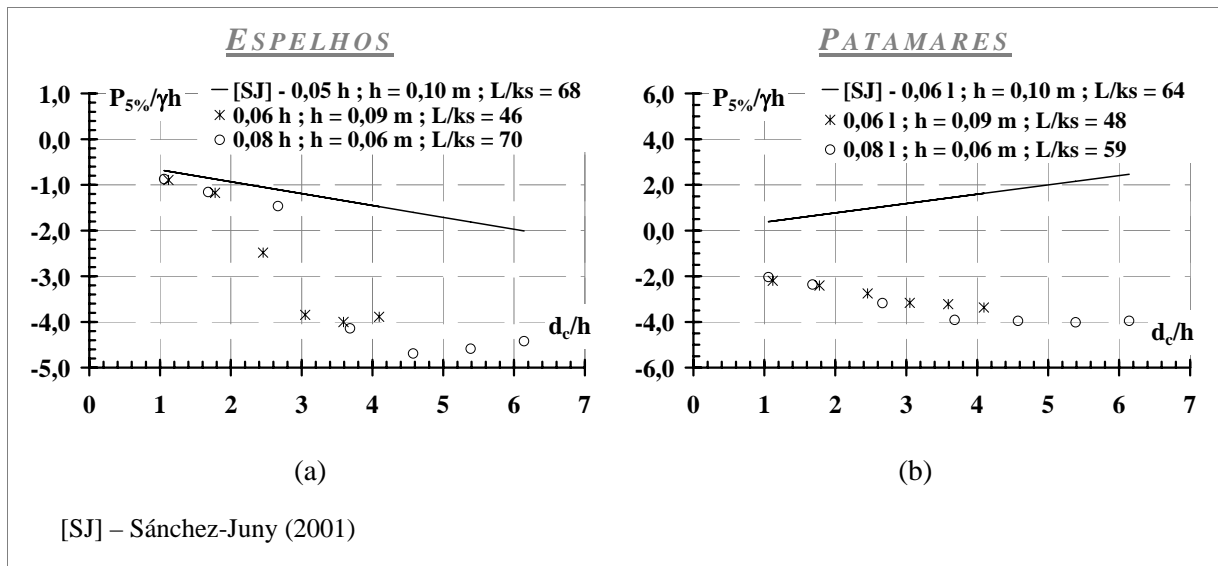


Figura 5.19 – Comparação das pressões com 5% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{5\%}/\gamma h$) obtidas no presente estudo com o modelo de previsão de Sánchez-Juny (2001) [SJ].

Da Figura 5.18, duas conclusões ainda podem ser retiradas:

1) Os modelos ajustados por **Sánchez-Juny (2001)**[108] diferem significativamente para valores de $d_c/h > 2,25$. Isso é natural, visto que, para uma mesma posição L/k_s , quando d_c/h aumenta, a posição longitudinal estudada fica cada vez mais próxima da seção de afloramento da camada limite (SACL), alterando a quantidade de ar presente no escoamento e, portanto, aumentando as flutuações das pressões registradas;

2) Os dados de pressões registrados no presente estudo indicaram pressões negativas significativas nas extremidades externas dos patamares, tomadas de pressões localizadas em $y/l = 0,06$. Os estudos de **Sánchez-Juny (2001)[108]** apresentaram pressões negativas com 5% de probabilidade de ocorrência de valores negativos nos patamares dos degraus somente os trechos compreendidos entre $0,4 < y/l < 0,9$.

5.4.5. Comparação com os resultados de Amador (2005)

Os coeficientes de pressão flutuante e com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores obtidos no presente estudo foram comparados com os modelos de previsão de **Amador (2005)[1]**, apresentados na revisão bibliográfica.

A Figura 5.20 (a) apresenta a comparação realizada para as tomadas de pressões localizadas nas posições iguais a z/h 0,06; 0,07 e 0,08, nos espelhos dos degraus. Para $s' < 10$, as flutuações de pressão ajustaram-se ao modelo proposto por **Amador (2005)[1]**, indicando um afastamento entre os resultados para valores de s' superiores a 10. É difícil determinar a causa desse comportamento. As mesmas técnicas de medições empregadas por **Sánchez-Juny (2001)[108]** também foram utilizadas por **Amador (2005)[1]**, salvo a redução das dimensões das tomadas de pressões de 8 mm para 6 mm por **Amador (2005)[1]**. Para s' igual a 10, tem-se em média 45% de ar no fluxo.

A Figura 5.20 (b) apresenta os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores. Notam-se diferenças significativas entre os valores. Numa investigação mais detalhada sobre a causa, verificou-se que essas diferenças decorrem do emprego de uma função distribuição de probabilidade de mínimos do tipo III (FDP Weibull - Anexo A.2.4), utilizada por **Amador (2005)[1]**. Segundo o autor, os estudos de **Toso e Bowers (1988)[117]** (modelagem de pressões em bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico) indicaram que os 11 minutos definidos para o registro de pressões, não seriam suficientes para a determinação de pressões mínimas representativas. A aplicação da FDP Weibull nos dados de pressão do presente estudo podem ser vistos na Figura 5.21. Após o emprego da FDP Weibull, os coeficientes de pressão extremos de **Amador (2005)[1]** e do presente estudo coincidiram-se para $s' \leq 10$. Como constatado nos coeficientes de pressões flutuantes, ainda pode ser verificado um afastamento entre os resultados para s' superiores a 10 (Figura 5.21).

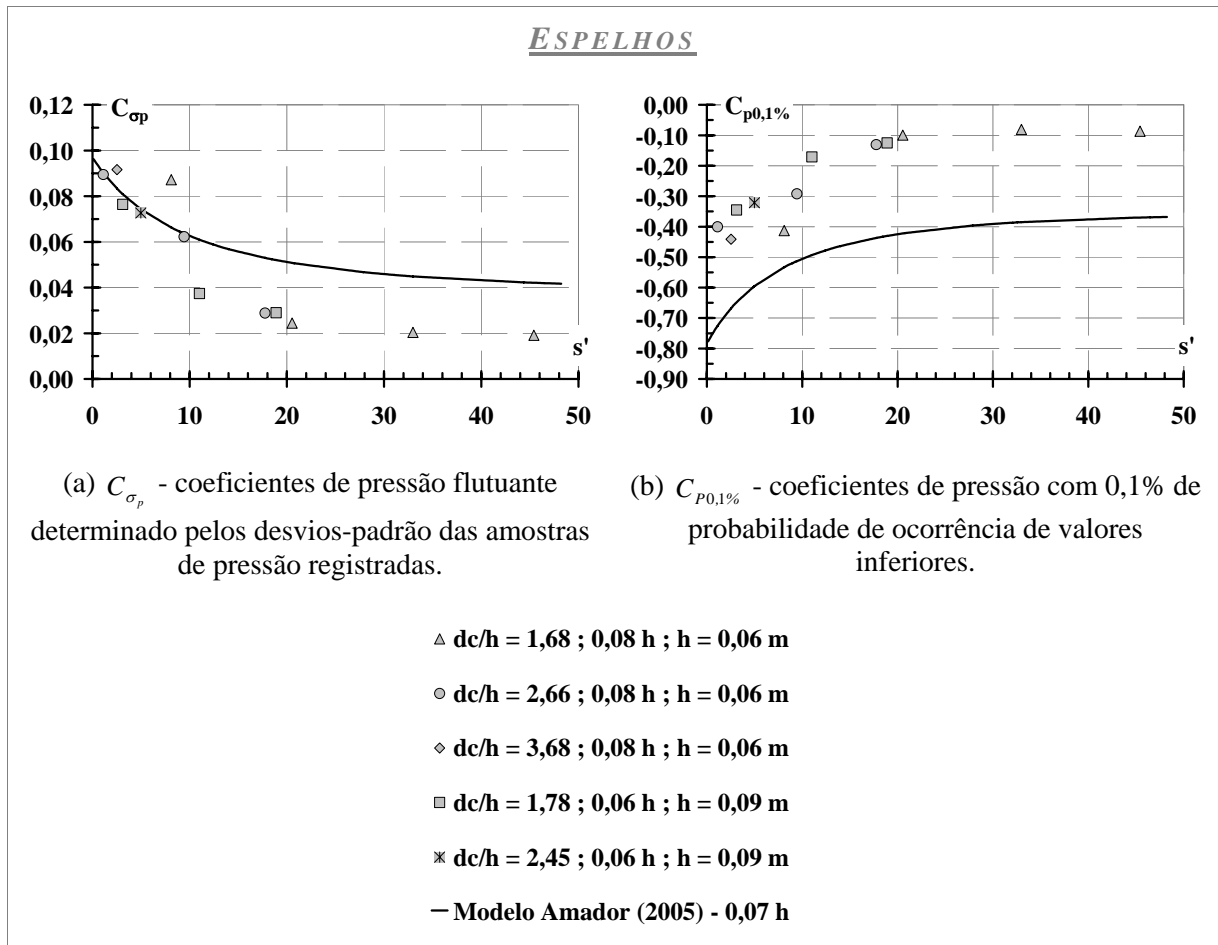


Figura 5.20 – Comparação dos coeficientes de pressão do presente estudo com os modelos de previsão de pressão de Amador (2005) para os espelhos dos degraus (a) coeficientes de pressão flutuante; (b) coeficientes de pressão com 0,1% de ocorrência de valores inferiores.

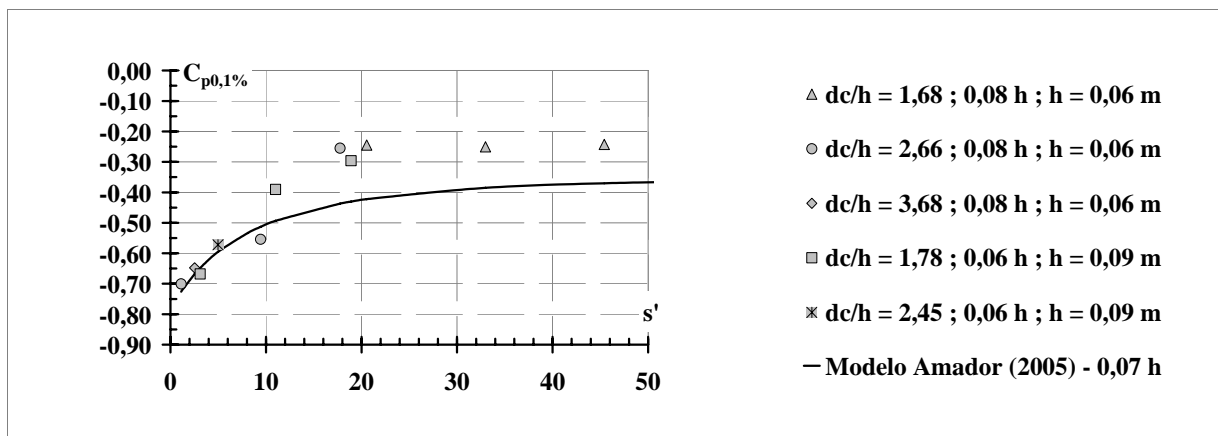


Figura 5.21 – Comparação dos coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($C_{p0,1\%}$) do presente estudo submetidos a função de distribuição de probabilidade (FDP) de mínimos de Weibull e o modelo de previsão de pressão de Amador (2005).

Em estudos complementares realizados no Anexo A.5, verificou-se a necessidade de adotar uma distribuição de probabilidade de mínimos para determinar valores de pressões com 0,1%

de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$). Utilizaram-se para isso amostras de pressões com 12 horas de registros. Na comparação entre os valores de $P_{0,1\%}$ obtidos com 3 minutos de registros e 12 horas, verificou-se que há probabilidade de 17% de se obter diferenças de 5% entre os referidos valores. O emprego de FDAW em amostras de 3 minutos superou 1,6 vezes os valores de $P_{0,1\%}$ registrados com 12 horas, obtidos sem a referida distribuição. Esses resultados indicaram que as diferenças na adoção de uma pressão $P_{0,1\%}$ em 3 minutos de registros são aceitáveis e menos conservadores que o procedimento adotado por **Amador (2005)**[1]. Também foi investigada a influência da metodologia de determinação desses valores mínimos.

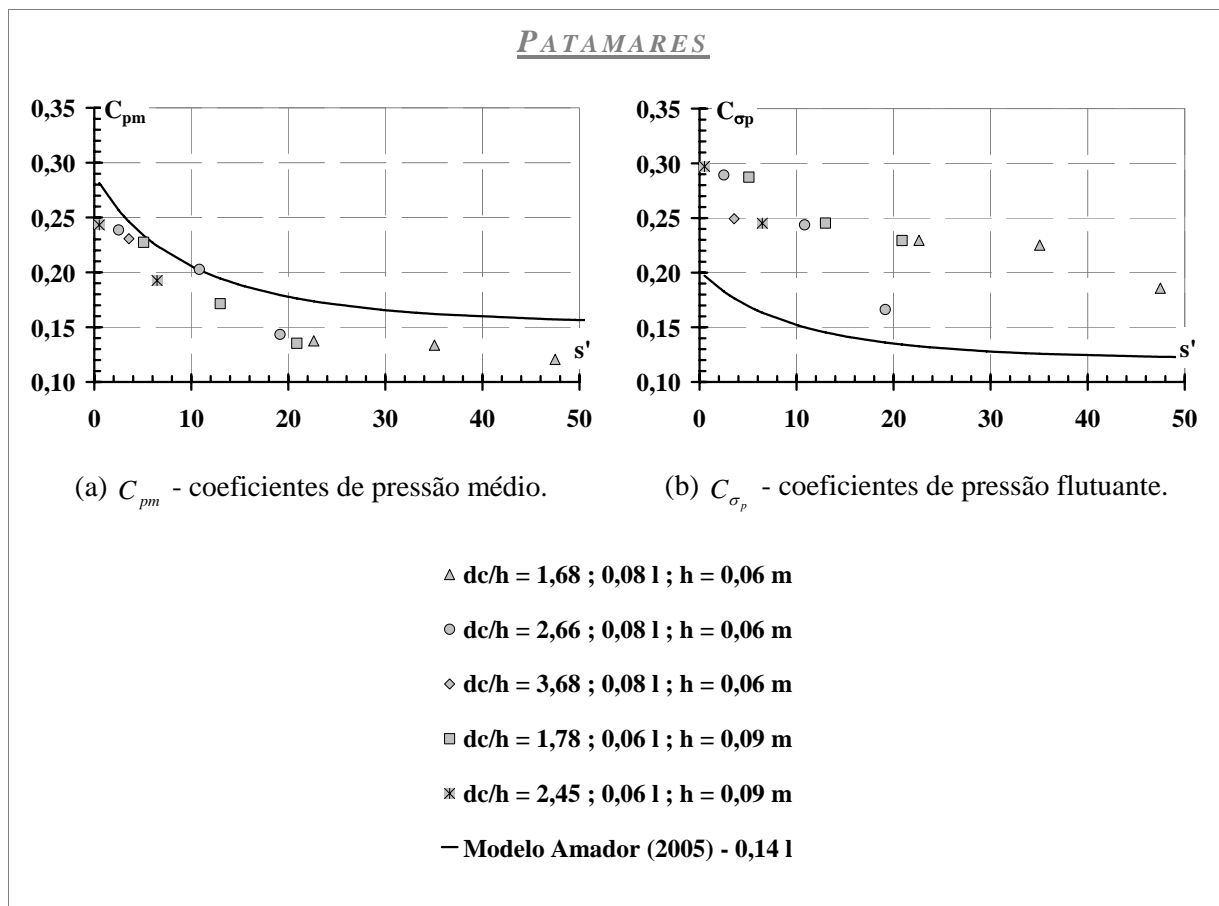


Figura 5.22 – Comparação dos coeficientes de pressão do presente estudo com os modelos de previsão de pressão de Amador (2005) para os patamares dos degraus (a) coeficientes de pressão médio; (b) coeficientes de pressão flutuante.

Quanto aos modelos propostos para os patamares, **Amador (2005)**[1] apresentou previsão de valores médios e flutuantes para posições internas y/l iguais a 0,14 nos patamares. A Figura 5.22 ilustra a comparação. Os coeficientes de pressão flutuantes se apresentaram

maiores devido às posições mais externas das tomadas de pressão empregadas no presente estudo. O mesmo motivo pode justificar os menores coeficientes de pressão médios aqui obtidos. A tomada de pressão analisada por **Amador (2005)[1]**, nesse caso, se aproxima do trecho mais influenciado pelo impacto do jato do escoamento, traduzindo em maiores pressões médias e menores flutuações.

5.4.6. Conclusões parciais relacionadas à comparação de dados com os estudos prévios

A importância da comparação de dados com **Tozzi (1992)[118]**; **Olinger (2001)[91]**; **Sánchez-Juny (2001)[108]** e **Amador (2005)[1]** refletiu na: (a) identificação das diferenças metodológicas nas medições de pressões e suas possíveis influências nos resultados e modelos comparados; (b) identificação das características do escoamento pertinentes para o adequado delineamento do campo de pressões; (c) ter uma estimativa da ordem de grandeza das pressões verificadas pelos demais autores, dentro das diferentes metodologias adotadas e das características aleatórias do fenômeno estudado, validando também os resultados aqui verificados; (d) obter uma idéia da influência da redução demasiada das dimensões dos degraus.

De maneira geral os resultados indicaram a mesma ordem de grandeza, salvo por alguns procedimentos metodológicos adotados pelos autores:

(a) determinação das profundidades dos escoamento por método computacional (**Tozzi, 1992[118]**);

(b) redução excessiva das dimensões das alturas dos degraus (**Olinger, 2001[91]**) e, por conseguinte, escalas de transposição de resultados inadequadas;

(c) emprego de uma função de distribuição de probabilidade de mínimos do tipo Weibull (**Amador, 2005[1]**) para determinação de valores mínimos.

Portanto, dentro das observações comentadas, os trabalhos muito contribuíram para a caracterização do campo de pressões nas soleiras de degraus. Entretanto, o limitado número de degraus instrumentados pelos autores, exceto por **Amador (2005)[1]**, incentivou o desenvolvimento de modelos mais abrangentes que, embasados nas experiências adquiridas

pela comparação de dados, fornecessem um direcionamento mais refinado na previsão de pressão. A seguir serão apresentados esses modelos.

5.5. PREVISÃO DE PRESSÃO

A complexidade do fenômeno analisado, demonstrada pelas diferentes características que o escoamento assume ao longo do vertedouro e no interior dos degraus, traz consigo um desafio ao agrupamento físico-comportamental dos dados obtidos.

Subsidiado nas análises prévias apresentadas, selecionou-se para o desenvolvimento de modelos de previsão os coeficientes de pressão determinados para as posições internas sujeitas às maiores solicitações, subdividindo-os em duas categorias: (i) modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os espelhos dos degraus e; (ii) modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os patamares dos degraus.

Para simplificar a utilização dos modelos, ajustaram-se funções específicas para previsão das principais grandezas, tais como: coeficientes de pressão médios, flutuantes e extremos, limitando-as, somente, a uma variável de entrada: a posição adimensional s' . A adoção dessa grandeza adimensional nos modelos possibilitou, através da aplicação dos modelos de **Matos (1999)[81]** e **Meireles (2004)[85]**, obter, na mesma posição analisada, a concentração média de ar, a velocidade média e as pressões no escoamento. A determinação dessa posição adimensional s' para o ajuste dos modelos foi realizada pelas equações (3.13) e (3.14) desenvolvidas por **Matos (1999)[81]**. O emprego de outras formulações poderá causar transladação das pressões previstas pelos MTES.

5.5.1. Evolução do campo de pressão: observações experimentais

Avaliando o comportamento do campo de pressões ao longo do escoamento, foi possível delinear um padrão que pode ser resumido, simplificadamente, da seguinte maneira (Figura 5.23).

Em um primeiro momento, quando, hipoteticamente, um volume de fluido passa pela profundidade crítica, iniciando o vertimento pela soleira do vertedouro, as pressões ali ocorrentes assumem dimensões coerentes com tipo de ogiva empregada e o grau de deplecionamento do seu perfil.

É nesta localidade que o escoamento adquire velocidade e a camada limite atinge proporções significativas. Na hipótese de um perfil delineado com degraus de transição, esse desenvolvimento pode ser mais acelerado que um observado em uma ogiva lisa. Ainda não se tem uma percepção da influência desses degraus no campo de pressões; entretanto, é lícito pensar que o comportamento do campo de pressão será alterado, pelo menos, localmente. Por essa razão, nos ajustes dos modelos, preocupou-se em minimizar esse efeito pela análise de degraus situados mais afastados da ogiva.

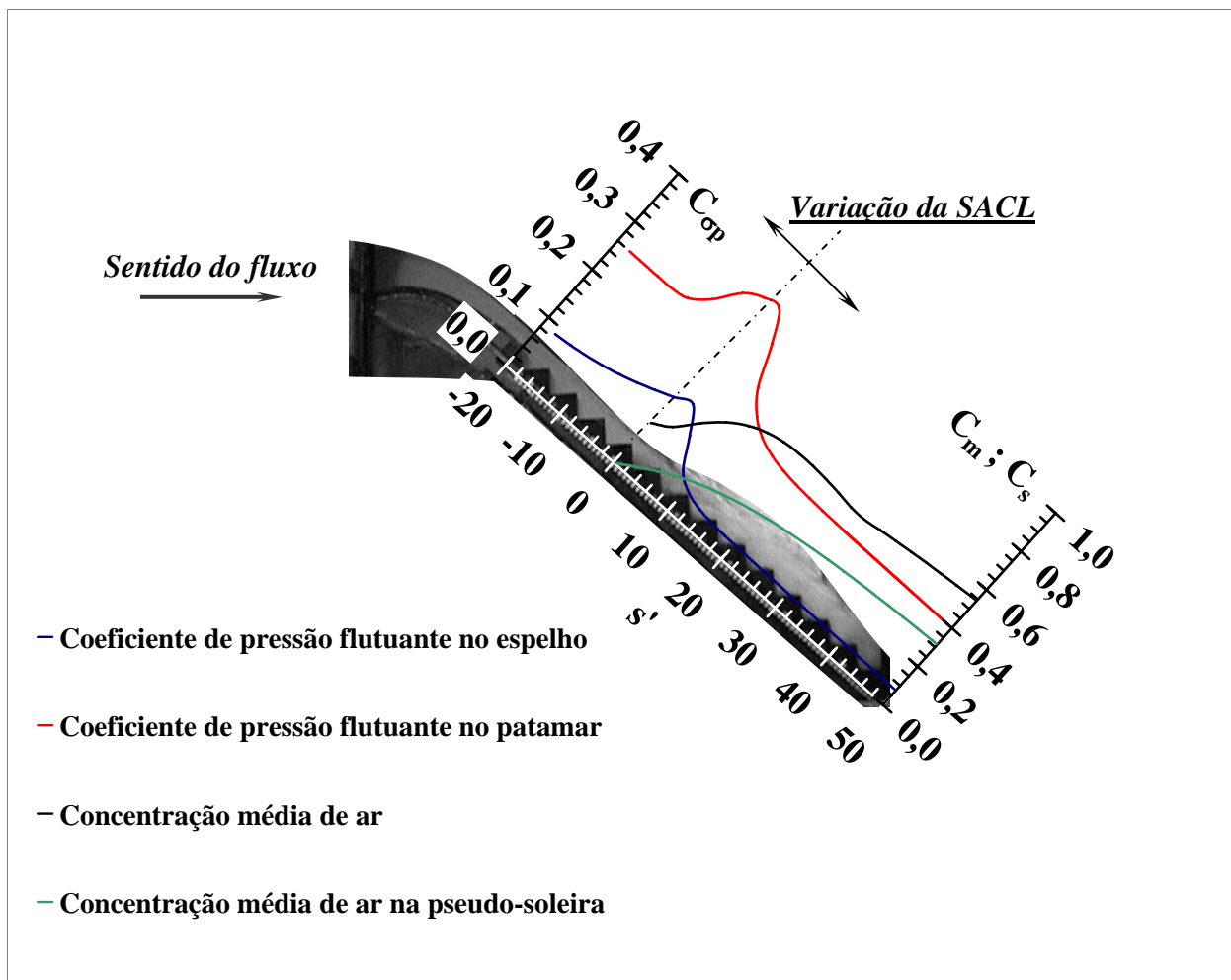


Figura 5.23 – Evolução dos coeficientes de pressão flutuante nos espelhos e nos patamares dos degraus obtidos no presente estudo e da concentrações médias de ar segundo Matos (1999). Avaliação comparativa da influência do desenvolvimento da camada limite e do processo de aeração do escoamento sobre o campo de pressão.

Inicialmente, para a posição adimensional $s' \leq -7$ (Figura 5.23), os coeficientes de pressão flutuantes apresentaram um suave crescimento. A partir dessa posição, esse padrão modificou-se para um rápido aumento dessas grandezas, culminando num ápice próximo a $s' \approx 0$. Tanto no espelho quanto nos patamares dos degraus, é nessa região que se verificaram os maiores

coeficientes de pressões flutuantes. Esse resultado é semelhante ao constatado por **Amador (2005)[1]**. A partir de $s' = 4$, iniciou-se o processo de atenuação das pressões extremas e flutuantes.

Nos ajustes dos modelos teórico-experimentais sugeridos, verificou-se que para uma adequada modelagem do processo de atenuação de pressões no trecho aerado do escoamento, seria necessário adotar $s' = 4$ como o trecho com as maiores solicitações. Segundo quantificado por **Matos (1999)[81]**, para essa posição $s' = 4$ e $\theta = 53,13^\circ$, podem ser encontradas, junto ao pseudofundo, concentrações médias de ar da ordem de 5 e 7,5%. Esses valores coincidem com a quantidade de ar sugerida por **Peterka (1953)[94]** (>8%) para se evitar erosão por cavitação em soleiras lisas de concreto.

Já em um trecho onde o escoamento encontra-se totalmente aerado e desenvolvimento, os coeficientes de pressão tendem, assintoticamente, a se estabilizar. **Matos (1999)[81]**, estudando concentração média de ar e profundidade do escoamento, sugere um valor de s' superior a 100 e $H/d_c > 30$ (H - altura do vertedouro) para que se estabeleça o escoamento uniforme.

5.5.2. Modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES)

Os modelos teórico-experimentais sugeridos foram desenvolvidos com base no ajuste de regressão dos coeficientes de pressão obtidos pelas medidas experimentais realizadas nos espelhos e patamares dos degraus, mais especificamente, nas posições $z/h = 0,06$ e $y/l = 0,06$. Entre diversas equações pesquisadas, foi selecionada uma função não-linear com quatro parâmetros ajustáveis ($a_1 ; a_2 ; a_3$ e a_4), denominada Sigmóide e descrita pela definição (5.3).

$$\mathfrak{S}_{\text{Sigmóide}}(s') = a_1 + \frac{a_2}{\left\{ 1 + \exp \left[-\frac{(s' - a_3)}{a_4} \right] \right\}} \quad (5.3)$$

Os modelos foram separados em duas regiões comportamentais: (a) trecho de crescimento dos coeficientes de pressões flutuantes até $s' \leq 4$ (RG1) e (b) trecho de atenuação e uniformização desses coeficientes, a partir de $s' > 4$ (RG2). Em $s' = 4$ são obtidos os valores absolutos máximos.

A qualidade dos ajustes realizados será fornecido pelo coeficiente de correlação (r) dado pela equação (5.4) e pelos erros provenientes dos ajustes apresentados no Anexo A.6. Essa última análise indicou erros inferiores a 12% no trecho de maiores flutuações de pressões.

$$r = \sqrt{1 - \frac{\sum_{i=1}^N (\text{Valor observado} - \text{Valor ajustado})^2}{\sum_{i=1}^N (\text{Valor observado} - \text{Média amostral})^2}} \quad (5.4)$$

sendo: N - número de pontos utilizados no ajuste do MTES.

5.5.2.1. *MTES desenvolvidos para os espelhos*

Essa parte do degrau é caracterizada, principalmente, pela separação da camada limite com a formação de uma camada cisalhante turbulenta. A complexidade do escoamento inerente a esses fenômenos traz consigo uma dificuldade à previsão de esforços médios e extremos positivos, como será mais à frente demonstrada. Com o intuito de minimizar os riscos às estruturas, preocupou-se, para os esforços supracitados, adotar critérios conservativos. A Tabela 5.3 apresenta os coeficientes ajustados para $z/h = 0,06$ e $h = 0,09\text{m}$.

Tabela 5.3 – Resultados dos ajustes de regressão dos coeficientes de pressão medidos nos espelhos dos degraus para a posição relativa na cavidade de $z/h = 0,06$; calha 1V:0,75H e altura dos degraus igual a $h = 0,09m$. Parâmetros dos modelos teórico-experimentais descritos pela equação não-linear Sigmóide.

$z/h = 0,06, h = 0,09 \text{ m e } s' \leq 4$								
Coef.	C_{p_m}	C_{σ_p}	$C_{p0,1\%}$	$C_{p1\%}$	$C_{p5\%}$	$C_{p95\%}$	$C_{p99\%}$	$C_{p99,9\%}$
a_1	-0,03	0,08	-0,74	-0,49	-0,11	0,14	0,19	0,27
a_2	0,10	0,12	0,42	0,27	-0,21	0,05	0,08	0,13
a_3	-15,70	0,63	-5,99	-6,08	-7,71	-5,68	-4,63	-4,55
a_4	-3,19	6,70	-4,71	-3,80	4,38	1,64	2,28	2,55
r	0,73	0,96	0,95	0,97	0,95	0,51	0,84	0,90
$z/h = 0,06, h = 0,09 \text{ m e } s' > 4$								
Coef.	C_{p_m}	C_{σ_p}	$C_{p0,1\%}$	$C_{p1\%}$	$C_{p5\%}$	$C_{p95\%}$	$C_{p99\%}$	$C_{p99,9\%}$
a_1	-0,03	0,03	-51,13	-47,08	-35,06	0,03	0,05	0,10
a_2	0,10	17,50	51,00	47,00	35,00	32,00	37,00	58,50
a_3	-15,70	-10,00	-10,40	-13,00	-14,20	-6,00	-9,80	-11,70
a_4	-3,19	-2,85	3,20	3,55	3,69	-1,88	-2,70	-3,00
r	0,73	0,97	0,97	0,97	0,99	0,95	0,95	0,97
s'	Valores assumidos dos coeficientes de pressão obtidos pelos MTES para diferentes s'							
4	-0,0298	0,1578	-0,6903	-0,4680	-0,3106	0,1859	0,2718	0,4105
10	-0,0300	0,0457	-0,2167	-0,1521	-0,1096	0,0364	0,0742	0,1422
20	-0,0300	0,0305	-0,1338	-0,0843	-0,0633	0,0300	0,0506	0,1015
30	-0,0300	0,0300	-0,1302	-0,0803	-0,0602	0,0300	0,0500	0,1001
50	-0,0300	0,0300	-0,1300	-0,0800	-0,0600	0,0300	0,0500	0,1000
100	-0,0300	0,0300	-0,1300	-0,0800	-0,0600	0,0300	0,0500	0,1000

Os coeficientes de pressão obtidos e os ajustes dos modelos podem ser vistos na Figura 5.24 e na Figura 5.25:

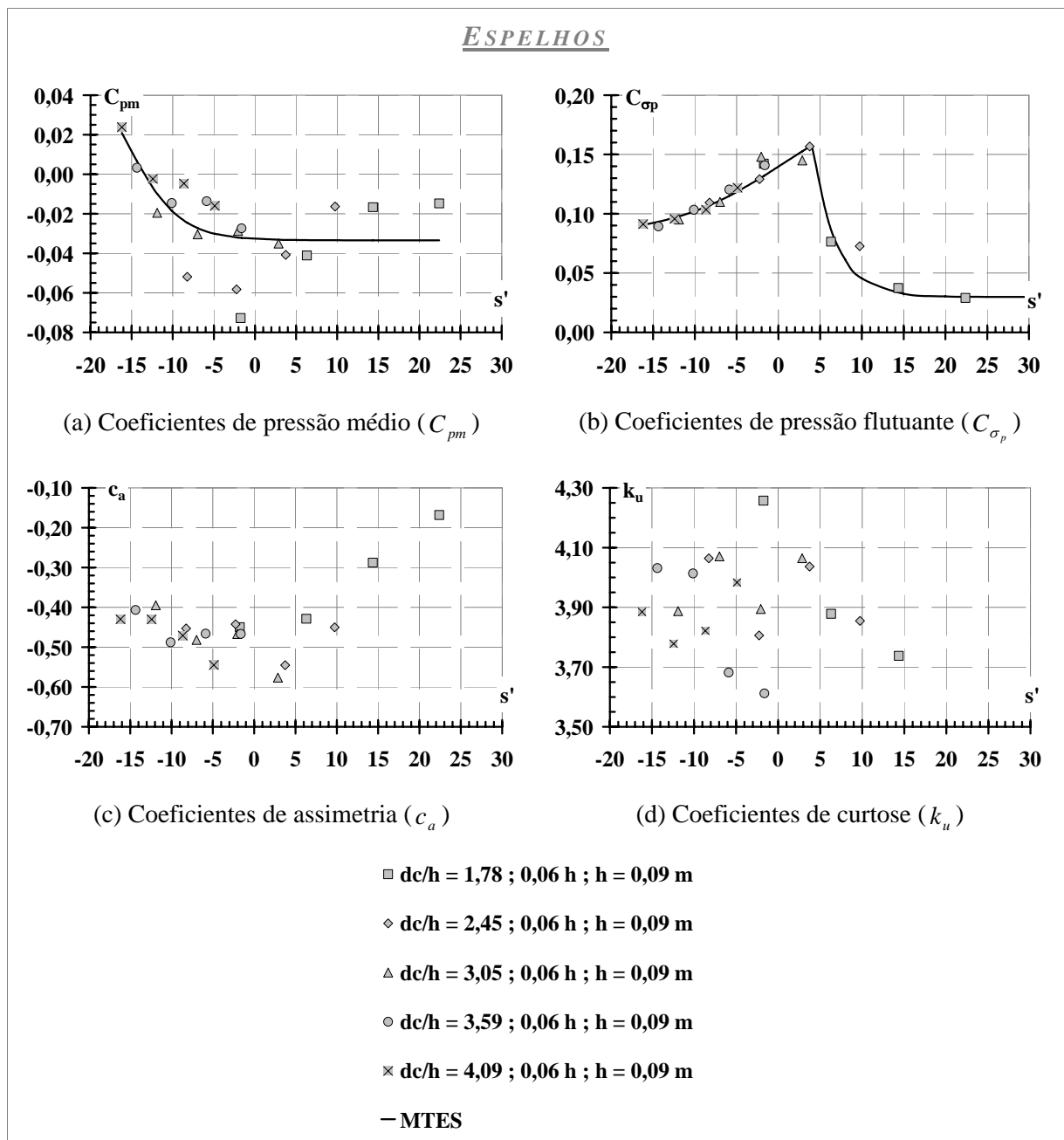


Figura 5.24 - Momentos estatísticos de primeira a quarta ordem das amostras de pressões. Modelos teóricos experimentais sugeridos (MTES) para os coeficientes de pressão médio e flutuante na posição interna $z/h = 0,06$ e $h = 0,09m$.

(a) diferente dos demais ajustes verificados para os coeficientes de pressão flutuantes e extremos, o modelo proposto para os coeficientes de pressão médios não conseguiu simular adequadamente os resultados obtidos para as tomadas de pressões localizadas em $z/h = 0,06$ (Figura 5.24 a). Entretanto, para uma mesma relação d_c/h , pode-se perceber uma relação

entre os coeficientes de pressão médios e a posição adimensional s' : (i) para $d_c/h < 3$, há uma tendência desses coeficientes aumentarem com o incremento de s' ; (ii) já para relações $d_c/h \leq 3$, esse comportamento inverte, ocorrendo um decrescimento com o aumento de s' . Em geral, os valores desses coeficientes apresentaram-se pequenos em relação aos analisadas nos patamares e, em sua maioria, valores negativos;

(b) os coeficientes de pressão flutuantes ajustaram ao modelo proposto (Figura 5.24 b), indicando um ápice em $s' \approx 4$. Após essa posição, iniciou o processo de decaimento. Esse comportamento já foi descrito antes;

(c) os coeficientes de assimetria foram novamente apresentados na (Figura 5.24 c). Apesar de não ter sido realizada um ajuste para previsão dessa característica estatística, julgou-se prudente analisar sua evolução ao longo do escoamento. É possível verificar duas tendências distintas para esses coeficientes: uma a montante da SACL e outra a jusante. Para regiões até a seção de afloramento da camada limite (SACL), os coeficientes de assimetria decrescem até valores próximos a $-0,60$. Posteriormente, observa-se um crescimento desses coeficientes. Segundo **Lopardo (1996)[71]**, coeficientes de assimetria negativos são típicos de zonas de separação da camada limite do contorno sólido;

(d) nenhuma tendência foi demonstrada pelos coeficientes de curtose (Figura 5.24 d). Esse comportamento pode explicar à dificuldade encontrada para a modelação dos coeficientes de pressão médios, visto que, esses parâmetros avaliam a dispersão das amostras registradas em relação ao valor médio;

(e) os coeficientes de pressão extremos estão apresentados na Figura 5.25. O mesmo comportamento verificado para os coeficientes de pressão flutuantes pode aqui ser verificado. É possível também se perceber o efeito dos coeficientes de assimetria negativos registrados para essa posição sobre os valores extremos determinados, isto é, menores coeficientes de pressões negativos para uma mesma frequência de ocorrência em comparação com os obtidos para os patamares.

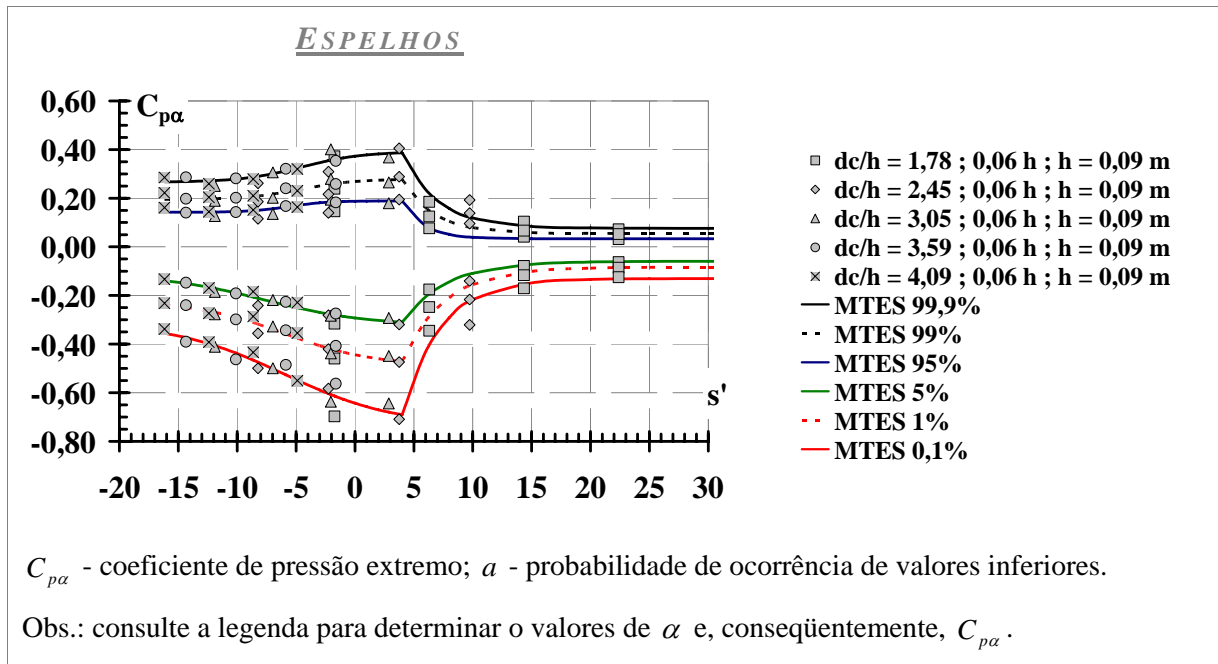


Figura 5.25 – Modelos teórico-experimentais sugeridos para coeficientes de pressão extremos ($C_{p\alpha}$) na posição $z/h = 0,06$ e $h = 0,09m$.

5.5.2.2. MTES desenvolvidos para os patamares

A Tabela 5.4 apresenta os quatro parâmetros ajustáveis dos modelos teórico-experimentais sugeridos para os patamares. Além disso, são descritos os coeficientes de pressão para diversas posições s' .

Os resultados dos ajustes também podem ser vistos na Figura 5.26 e na Figura 5.27:

(a) é interessante notar que os coeficientes de pressão médios (Figura 5.26 a) e flutuantes (Figura 5.26 b) apresentaram o mesmo comportamento e ordem de grandeza, diferente do verificado nos espelhos;

(b) os coeficientes de assimetria (Figura 5.26 c) e de curtose (Figura 5.26 d) apresentaram valores positivos, possivelmente associados ao impacto do jato do escoamento nos patamares. Para $d_c/h > 3,59$ e $s' \geq -10$, observa-se uma tendência de crescimento desses coeficientes no sentido do fluxo, aumentando significativamente com a introdução de ar no escoamento (maior a quantidade de ar presente no escoamento, maior a dispersão da amostra verificada em relação ao valor médio);

Tabela 5.4 – Resultados dos ajustes de regressão dos coeficientes de pressão medidos nos patamares dos degraus para a posição relativa na cavidade de $y/l = 0,06$; calha IV:0,75H e altura dos degraus igual a $h = 0,09m$. Parâmetros dos modelos teórico-experimentais descritos pela equação não-linear Sigmóide.

$y/l = 0,06, h = 0,09 \text{ m e } s' \leq 4$								
Coef.	C_{p_m}	C_{σ_p}	$C_{p_{0,1\%}}$	$C_{p_{1\%}}$	$C_{p_{5\%}}$	$C_{p_{95\%}}$	$C_{p_{99\%}}$	$C_{p_{99,9\%}}$
a_1	0,27	0,26	-0,62	-0,42	-0,21	0,72	0,95	1,19
a_2	0,08	0,09	0,22	0,16	0,10	0,29	0,39	0,47
a_3	-3,80	-4,00	-4,25	-3,51	-3,45	-3,90	-3,20	-2,51
a_4	1,32	1,38	-1,97	-2,32	3,14	2,50	2,10	1,80
r	0,88	0,97	0,97	0,96	0,97	0,96	0,95	0,89
$y/l = 0,06, h = 0,09 \text{ m e } s' > 4$								
Coef.	C_{p_m}	C_{σ_p}	$C_{p_{0,1\%}}$	$C_{p_{1\%}}$	$C_{p_{5\%}}$	$C_{p_{95\%}}$	$C_{p_{99\%}}$	$C_{p_{99,9\%}}$
a_1	12,14	12,31	-7,86	-7,68	-7,49	0,46	0,58	0,75
a_2	-12,00	-12,15	7,54	7,50	7,40	19,00	15,00	11,00
a_3	-13,10	-13,30	-4,43	-5,30	-7,95	-8,70	-7,80	-6,90
a_4	4,20	4,19	2,66	2,68	2,87	-3,60	-4,00	-4,50
r	0,97	0,98	0,99	0,96	0,95	0,95	0,95	0,97
s'	Valores assumidos dos coeficientes de pressão obtidos pelos MTES para diferentes s'							
4	0,3412	0,3525	-0,6242	-0,4063	-0,2033	1,0021	1,3261	1,6464
10	0,1888	0,2065	-0,3531	-0,2048	-0,1042	0,5648	0,7532	1,0014
20	0,1445	0,1643	-0,3208	-0,1806	-0,0904	0,4666	0,5944	0,7778
30	0,1404	0,1604	-0,3200	-0,1800	-0,0900	0,4604	0,5812	0,7530
50	0,1400	0,1600	-0,3200	-0,1800	-0,0900	0,4600	0,5800	0,7500
100	0,1400	0,1600	-0,3200	-0,1800	-0,0900	0,4600	0,5800	0,7500

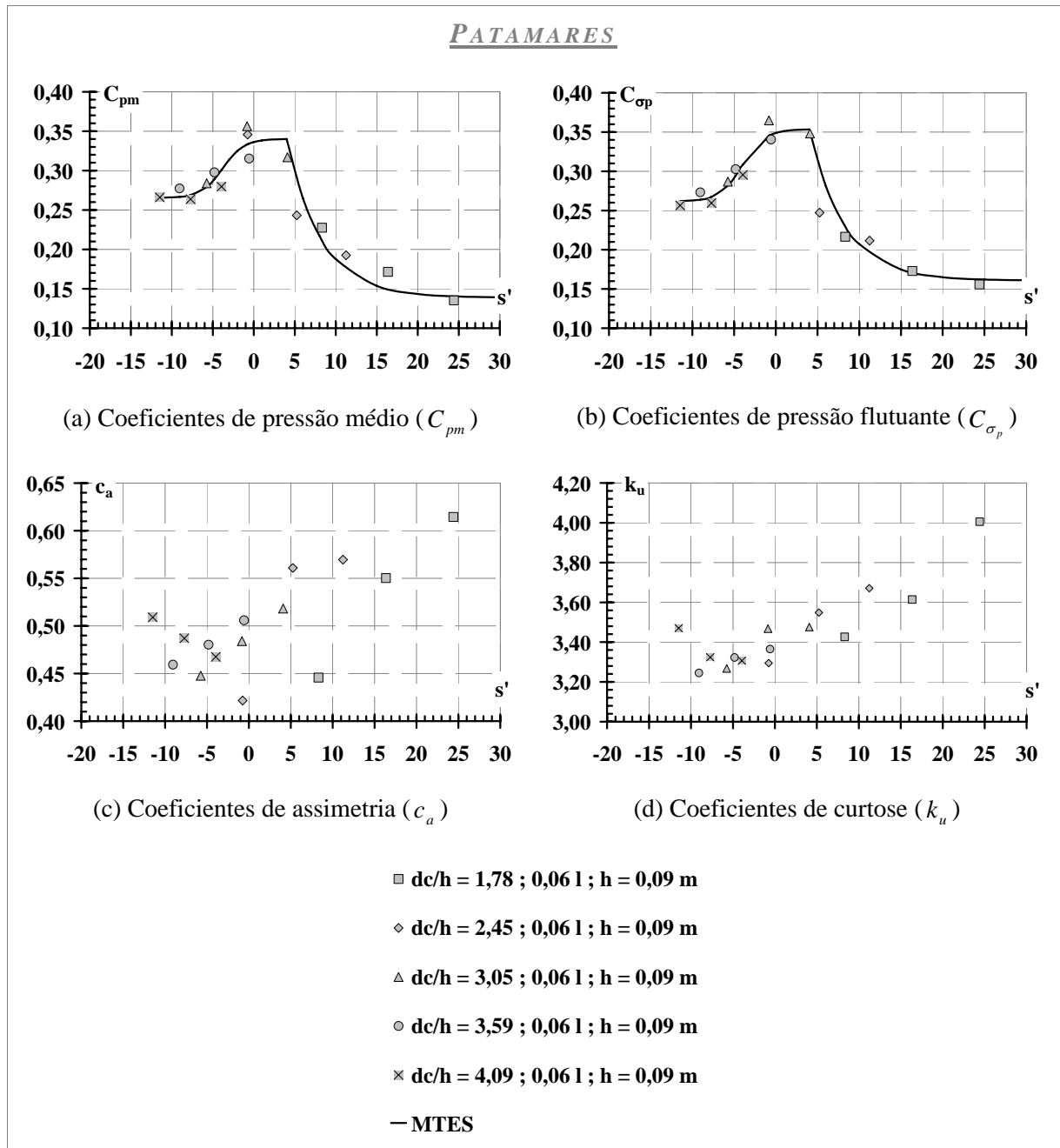


Figura 5.26 – Momentos estatísticos de primeira a quarta ordem das amostras de pressões. Modelos teóricos experimentais sugeridos para os coeficientes de pressão médio e flutuante na posição $y/l = 0,06$ e $h = 0,09\text{m}$.

(c) a Figura 5.27 apresenta os coeficientes de pressões extremas com as probabilidades de ocorrência listadas na Tabela 5.4. Na posição $s' = 4$, onde as diferenças entre os coeficientes de pressão com 0,1% e 99,9% são maiores, podem-se observar solicitações variando em $2,27 U_m^2/2g$. Apesar dos coeficientes de assimetria e curtose indicarem uma tendência nesse parâmetro em se obter por mais tempo pressões positivas do que negativas, os coeficientes de pressões $C_{p0,1\%}$ são 10% inferiores aos encontrados nos espelhos para $s' \approx 4$ (Tabela 5.3). Sob

o ponto de vista de dimensionamento, os patamares estão sujeitos a um diferencial mais significativo de pressões que, aliado às maiores frequências dominantes, caracteriza-o como um trecho de grande fragilidade estrutural.

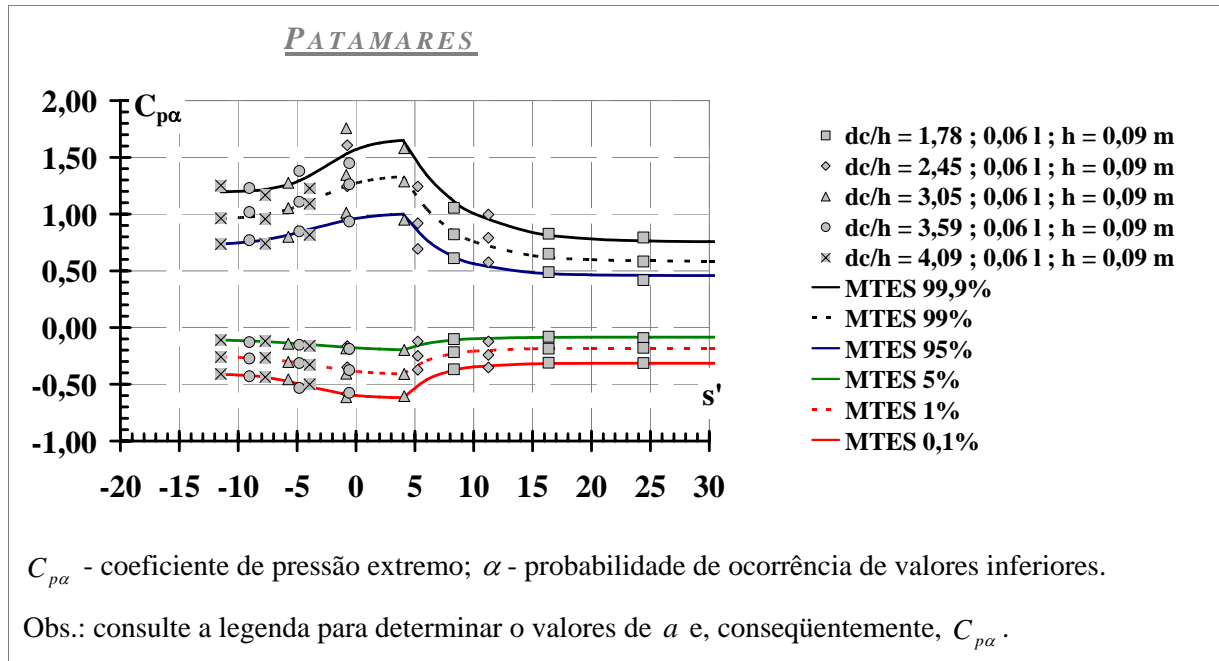


Figura 5.27 – Modelos teórico-experimentais sugeridos para coeficientes de pressão extremos ($C_{p\alpha}$) na posição $y/l = 0,06$ e $h = 0,09m$.

5.5.3. Restrições e limitações da aplicação dos MTES

A restrição à aplicação dos modelos ajustados estão relacionadas aos limites adimensionais e físicos testados nos modelos reduzidos estudados, ou seja, $-18 \leq s' \leq 30$ e $d_c/h \leq 4,09$. Entretanto, comparando os dados de pressões entre as calhas com alturas de degraus iguais a $h = 0,06$ m e a $h = 0,09$ m, observou-se que esses limites poderiam se estender para $d_c/h \leq 6,14$ e posições $-18 \leq s' \leq 60$. Os maiores coeficientes de pressões associados às tomadas de pressões localizadas em $z/h = 0,06$ e $y/l = 0,06$ ($h = 0,09$ m) em relação a outra calha, independentemente do s' analisado, permitem uma extrapolação segura dos modelos desenvolvidos para essas últimas posições supracitadas.

5.6. APLICAÇÃO DOS MTES NA ESTIMATIVA DE LIMITES DE INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO (LIPIC)

5.6.1. Considerações iniciais

Lopardo (1996)[71] recomendou a identificação de pressões com probabilidade 0,1% de ocorrência para estudos de processos de cavitação em função das discrepâncias reveladas entre o aparecimento desse fenômeno em protótipo e modelos físicos. De fato, o valor de 0,1% vem indicando pressões da ordem da tensão relativa de vapor da água em diversos estudos de pressões relacionados a vertedouros em degraus. Probabilidades superiores como 1% e 5% também têm fornecido indícios de valores dessa magnitude, conforme apresentado por **Tozzi (1992)[118]** e **Olinger (2001)[91]**. Em um estudo complementar realizado no Anexo A.5.4, verificou-se que a duração média de permanência de pressões inferiores a $P_{0,1\%}$ em modelos foi de 0,04 s, superior à necessária para a formação de núcleos cavitacionais segundo **Johnson (1963)[66]**. Portanto, selecionou-se os modelos teórico-experimentais (MTES) dos coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores para a determinação de limites de incipiência à cavitação.

Como os valores de pressão ($P_{0,1\%}$) ocorridos nos espelhos e patamares são da mesma ordem de grandeza, efetuou-se uma comparação na Figura 5.28 para avaliar possíveis diferenças entre essas pressões. Nota-se que ambas as posições apresentam os coeficientes ($C_{p0,1\%}$) semelhantes no trecho de risco à ocorrência de cavitação, isto é, $s' \leq 4$. Para $s' \leq -12$, houve uma tendência dos modelos ajustados para os patamares obterem coeficientes inferiores aos registrados nos espelhos, bem como para os trechos $s' > 6$. Para o primeiro trecho, julga-se que esse comportamento seja consequência da ausência de pontos nos ajustes dos modelos e da representação gráfica da função Sigmóide empregada.

Assim sendo, os limites de incipiência à cavitação (LIPIC) foram delineados a partir da equação de regressão do MTES para a posição $z/h = 0,06$ (espelho), já que fornecer limites mais restritivos. Considerando a pressão $P_{0,1\%}$ igual a -10,09 m.c.a. (tensão relativa de vapor

da água pura a 20°C ao nível do mar)*, determinou-se os índices de cavitação, vazões específicas e velocidades médias do escoamento que gerassem pressões dessa magnitude.

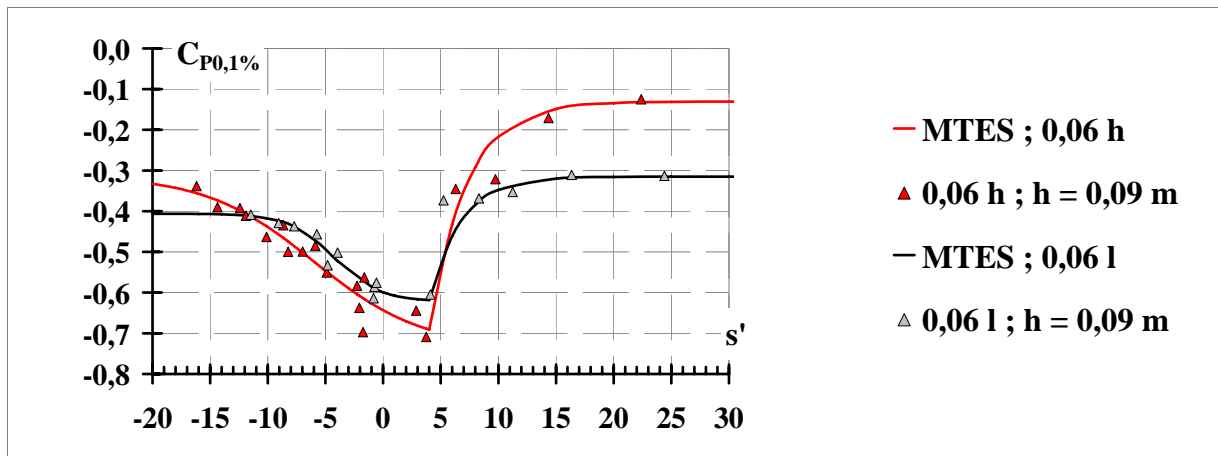


Figura 5.28 – Comparação entre os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($C_{p0,1\%}$) e os modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES) para os espelhos e para os patamares com o objetivo de selecionar o MTES para determinação dos limites de incipiência à cavitação (LIPIC).

5.6.2. Limites de incipiência à cavitação (LIPIC). Transposição dos resultados encontrados para protótipos

5.6.2.1. Índice crítico de cavitação

A previsão de incipiência de processos de cavitação é usualmente definida pela determinação do índice de cavitação (σ) definido em (5.5).

$$\sigma = \frac{P_{ref} - P_{cr}}{U_{ref}^2 / 2g} \tag{5.5}$$

sendo:

P_{ref} - pressão instantânea absoluta em um ponto de referência do fluxo afastado da zona de cavitação;

* Os ensaios experimentais foram realizados na cidade de Porto Alegre (Brasil), cuja temperatura média anual é em torno de 20°C. A cota do Laboratório de Ensino onde se localizava os modelos físicos é de 75 metros acima do nível do mar.

P_{cr} - pressão crítica na qual os núcleos gasosos microscópicos se transformam em cavidades instáveis crescentes, sem que a pressão externa se altere. Este valor é normalmente considerado igual a tensão absoluta de vapor de água (t_v), apesar dele ser depende da concentração de gás dissolvido no líquido estudado;

U_{ref} - velocidade do fluido no ponto de referência.

Esse índice de previsão fornece a relação entre as forças que favorecem a aparição de núcleos cavitacionais e aquelas que desfavorecem. Haverão riscos de incipiência a cavitação quando $\sigma < \sigma_{cr}$. O valor crítico (σ_{cr}) é obtido em função da geometria da estrutura hidráulica estudada e suas condições de funcionamento (L/L_i). Admitindo a distribuição hidrostática das pressões no fluxo superior, o valor crítico (σ_{cr}) foi determinado a partir das expressões (5.6) e (5.7):

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{atm}/\gamma + d \cdot \cos \alpha - t_v/\gamma}{\alpha_c \cdot U_{m_cr}^2 / 2g} \quad (5.6)$$

$$U_{m_cr}^2 = \sqrt{-\frac{t_{v\ rel.}/\gamma}{C_{p0,1\%}}} \quad (5.7)$$

sendo:

P_{atm} - pressão atmosférica absoluta igual a 10,33 m.c.a. a 20°C ao nível do mar;

t_v - tensão de vapor de água absoluta igual a 0,24 m.c.a. a 20°C ao nível do mar;

d - profundidade equivalente de água;

α_c - coeficiente de Coriolis igual a 1,16;

$t_{v\ rel.}$ - tensão relativa de vapor da água pura igual a -10,09 m.c.a. a 20°C ao nível do mar;

$C_{p0,1\%}$ - coeficiente de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores.

Para facilitar a aplicação dos índices, alterou-se a posição longitudinal s' para L/L_i , cuja origem está fixada à crista da ogiva do vertedouro. Desse modo, a seção de afloramento da camada limite (SACL) passou de $s' = 0$ para $L/L_i = 1$.

A Figura 5.29 ilustra extrapolação do MTES na determinação do parâmetro crítico de cavitação (σ_{cr}) para vertedouros com declividade 1V:0,75H e três alturas de degraus: $h = 0,60$ m; $h = 0,90$ m e $h = 1,20$ m. Para $s' = 4$ ou $L/L_i = 1,20$, o parâmetro σ_{cr} se estabiliza num valor máximo próximo a 0,65.

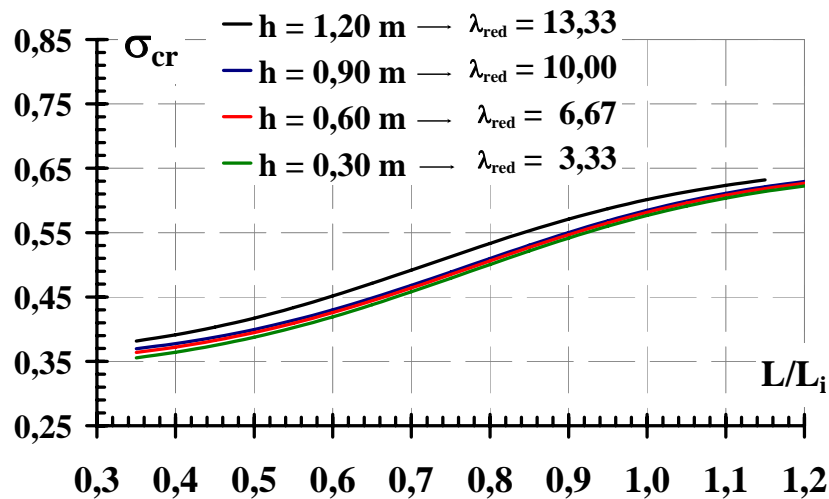


Figura 5.29 – Evolução da parâmetro crítico de incipiência à cavitação (σ_{cr}) ao longo do escoamento (L/L_i) obtido pela equação de regressão do modelo teórico-experimental ajustado para os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores medidos nos espelhos dos degraus da calha com declividade 1V:0,75H e degraus com altura igual a 0,09 m. Transposição de dados para escala real.

Na Figura 5.29:

λ_{red} - escala de redução do modelo físico ou de transposição de resultados;

L - posição longitudinal cuja origem é a crista da ogiva do vertedouro;

L_i - posição longitudinal da seção de afloramento da camada limite tendo como origem a crista da ogiva do vertedouro.

Amador (2005)[1] encontrou para seção de afloramento da camada limite um parâmetro crítico igual a $\sigma_{cr_i} = 0,83$. No presente trabalho, o σ_{cr_i} ficou em torno de 0,59, aproximadamente três vezes superior ao valor $\sigma_{cr} = 0,20$ proposto por **Falvey (1990)[47]** para vertedouros com calha lisas. Para essa posição, o limite apresentado por **Amador (2005)[1]** é mais restritivo que o aqui verificado, decorrente da utilização da distribuição de Weibull para determinação do valor mínimo com 0,1% de probabilidade de ocorrência necessário para a caracterização do $\sigma_{cr_i}^\dagger$.

5.6.2.2. *Vazões específicas e velocidades médias críticas*

Na Figura 5.30 pode-se verificar limites de vazões específicas e velocidades médias para a incipiência à cavitação para diversas posições L/L_i . As linhas pontilhadas representam a extrapolação das condições de ensaios experimentais não testadas nos vertedouros aqui estudados ($L/L_i \leq 0,35$), obtidas pela aplicação do MTES. Algumas verificações podem ser feitas:

(a) para uma mesma posição longitudinal L/L_i , as vazões específicas (q_{cr}) cresceram com o aumento da altura do degrau (Figura 5.30 a). Parece razoável isso acontecer, visto que, o incremento dessa dimensão implica, para uma mesma vazão (q_{cr}), numa aproximação da seção de afloramento da camada limite (SACL) em relação à crista da ogiva do vertedouro (isto é, L_i diminui). Isso também foi verificado por **Amador (2005)[1]**. Para $L/L_i \geq 1,20$, as vazões específicas (q_{cr}) estabilizam em valores próximos a 11,3 m²/s; 13,3 m²/s; 14,6 m²/s e 15,6 m²/s para $h = 0,30$ m; 0,60 m; 0,90 m e 1,20 m, respectivamente;

(b) para as condições previamente citadas para incipiência à cavitação em cada posição adimensional L/L_i , obteve-se uma única velocidade média correspondente. Isso decorre da adimensionalização das pressões pelo termo cinético ($U_m^2/2g$) e da associação indireta das alturas dos degraus pela posição da seção de afloramento da camada limite (L_i) empregadas na Figura 5.30 (b). A curva apresentada configurou-se seguindo o padrão do modelo de previsão empregado para determinar essas velocidades. Fisicamente, essa curva possui uma

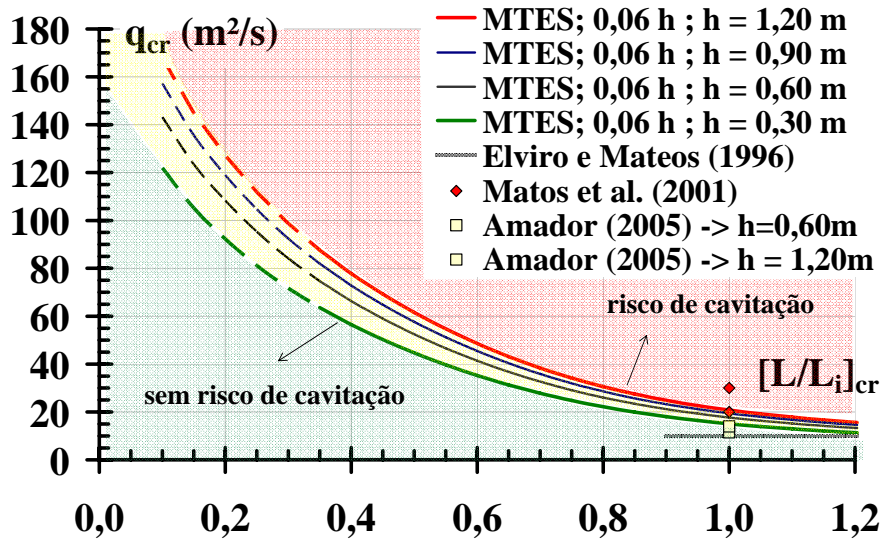
[†] ver formulação (5.6) e (5.7)

limitação. Como observado na Figura 5.30 (a), onde as vazões específicas assumem um comportamento assintótico a medida que a posição L/L_i aproxima-se de zero, as velocidades médias também deveriam seguir esse comportamento. Todavia, na Figura 5.30 (b) pôde ser visto duas zonas limítrofes: (i) $L/L_i \leq 0,20$ onde as máximas velocidades médias permitidas evoluíram para um valor próximo a 25 m/s; (ii) $L/L_i \approx 1,20$ onde as velocidades médias estabilizaram em torno de 17 m/s.

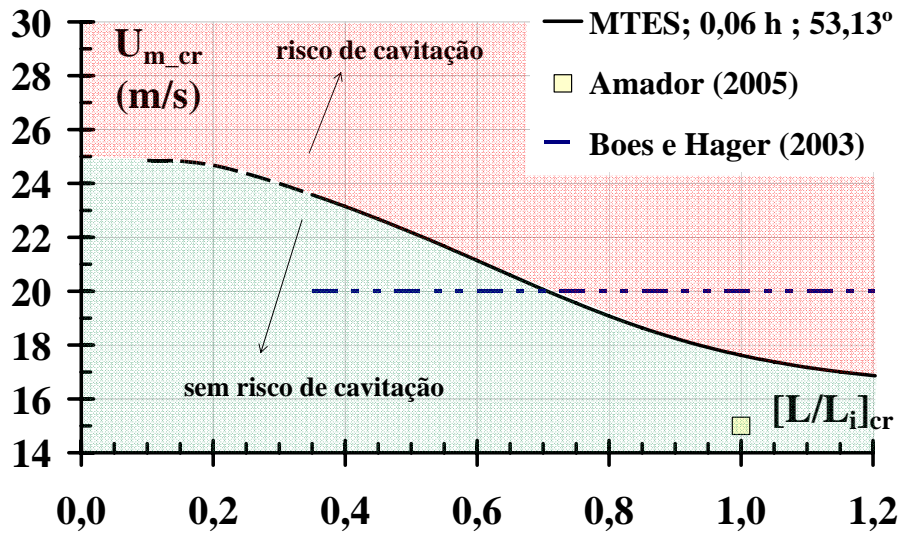
Na Figura 5.30 também são comparados os resultados obtidos com os verificados por diversos autores. **Elviro e Mateos (1996)[45]** relacionaram velocidades da ordem de 13 m/s e vazões específicas de 10 m²/s. **Boes e Hager (2003)[17]** recomendaram velocidades acima de 20 m/s (equivalendo a vazões específicas da ordem de 28 m²/s) para o aparecimento de fenômenos de cavitação. Já **Matos et al. (2001)[83]** sugeriram vazões específicas de 20 m²/s a 30 m²/s na SACL. **Amador (2005)[1]** encontrou para esse último trecho e $h = 0,6$ m e 1,20 m, q_{cr} iguais a 11,5 m²/s e 14 m²/s, respectivamente.

O limite apresentado por **Elviro e Mateos (1996)[45]** é demasiadamente restritivo comparado aos indicados por **Boes e Hager (2003)[17]** e **Matos et al. (2001)[83]**, que podem chegar a duas ou mais vezes os valores recomendados por **Amador (2005)[1]** e os apresentados no presente estudo. Sugere-se trabalhar com as vazões específicas dos dois últimos autores, pois, além das metodologias usadas indicarem valores semelhantes, elas são intermediárias aos limites registrados pelos primeiros autores supracitadas. Cabe ainda assinalar que tanto **Amador (2005)[1]** quanto aqui, as vazões específicas foram obtidas pela medição de pressões hidrodinâmicas; métodos mais precisos para a identificação de fenômenos de cavitação do que os empregados pelos demais pesquisadores.

Não foi possível verificar um consenso nesse assunto. As causas principais das discrepâncias entre os resultados poderão estar relacionadas às diferentes metodologias utilizadas pelos autores e às limitações da modelagem física desse fenômeno.



(a) Vazões específicas críticas obtidas pela transposição dos resultados dos MTES



(b) Velocidades médias críticas obtidas pela transposição dos resultados dos MTES

Observações: As linhas pontilhadas representam valores de L/L_i não testados nos modelos físicos estudados no presente trabalho, ou seja, são extrapolações. As figuras são resultados da aplicação da equação de regressão do modelo teórico-experimental sugerido (MTES), igualando a $P_{0,1\%}$ a tensão relativa de vapor da água pura a 20°C, ao nível do mar (-10,09 m.c.a.).

Figura 5.30 – Limites de incipiência à cavitação. Transposição dos resultados experimentais encontradas sob a forma de (a) vazão específica (q_{cr}) e (b) velocidade média crítica (U_{m_cr}) $h = 0,09$ m. Comparação com outros limites sugeridos na bibliografia.

5.6.3. Aplicação dos limites de incipiência à cavitação (LIPIC)

Para a aplicação dos LIPIC observados na Figura 5.30 (a) deve-se proceder como apresentado na Figura 5.31.

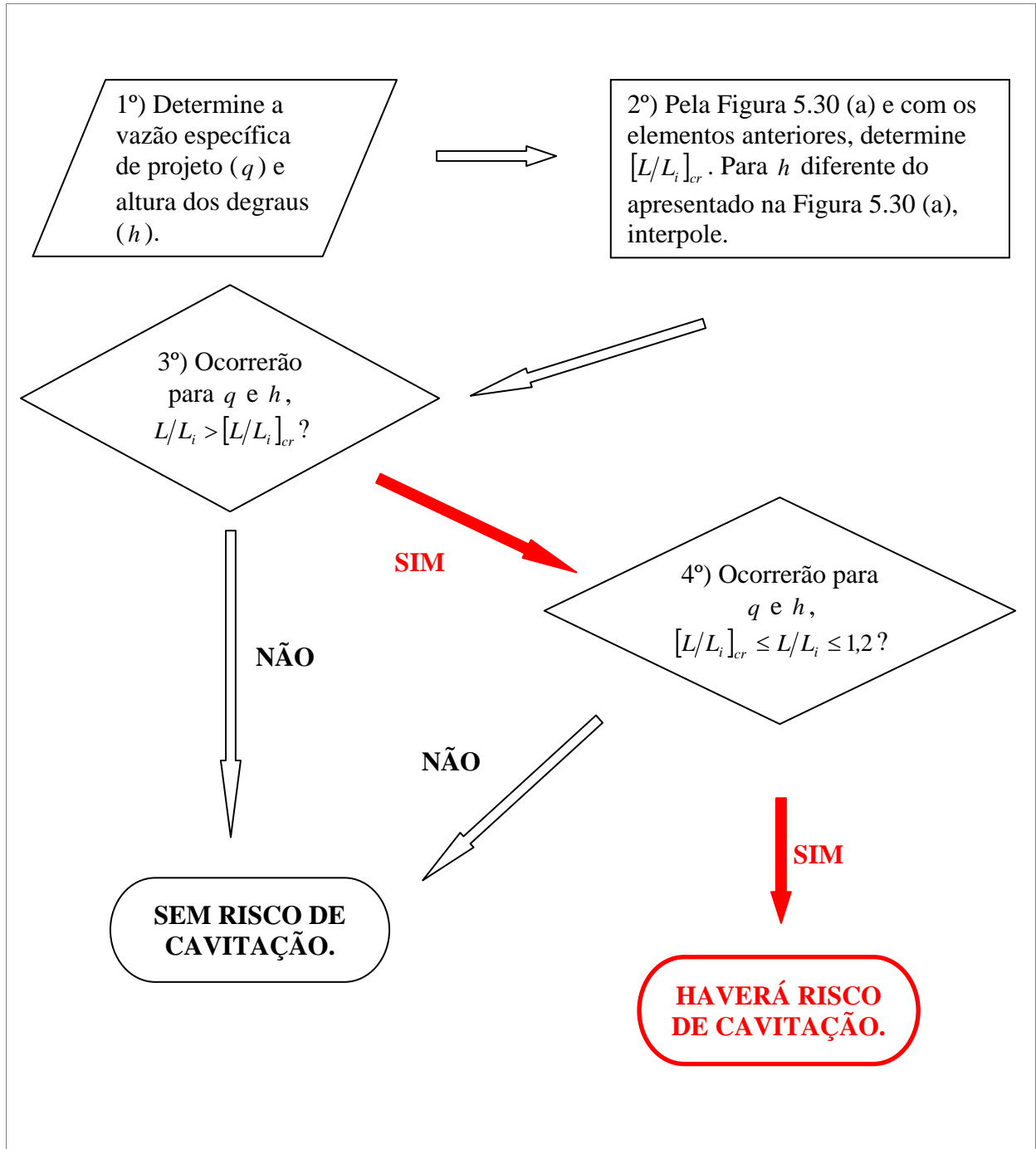


Figura 5.31 – Verificação da possibilidade de risco de cavitação incipiente pela aplicação dos LIPIC (proposição do presente estudo)

Sugere-se ainda um outro critério com base nas velocidades médias apresentadas na (Figura 5.30 b). Aplicando a formulação (5.8), o processo de cavitação poderá se estabelecer se as velocidades médias do escoamento (U_m) forem maiores que as velocidade médias críticas (U_{m_cr}) obtidas pela referida equação. Entretanto, é importante frisar que a erosão por cavitação só se estabelecerá se houverem concentrações de ar no escoamento junto a soleira inferiores a 8% e, portanto, no trecho $L/L_i \leq 1,20$.

$$U_{m_cr}(m/s) = 16,29 + \frac{9,91}{\left\{ 1 + \exp \left[\frac{\left(\frac{L}{L_i} - 0,60 \right)}{0,23} \right] \right\}} \text{ para } 0 \leq L/L_i \leq 1,20 \quad (5.8)$$

As restrições para aplicação dos limites apresentados em (5.8) são os já mencionados para os modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES). Vale ressaltar que para degraus inferiores a 1,35 m ($\lambda_{red} \leq 15$) e relações $d_c/h \leq 4,09$, as velocidades médias descritas ficariam restritas a uma máxima vazão específica de 41 m²/s, valor superior aos atuais empregados em obras desse tipo. Entretanto, na medida que se compara esse valor aos limites apresentados na Figura 5.30, percebe-se que a ocorrência de cavitação incipiente para trechos a montante de $L/L_i \approx 0,60$ (em função da dimensão do degrau) está vinculada às vazões específicas superiores a esse valor. Caracteriza-se, portanto, mais uma extrapolação dos resultados aqui demonstrados.

Também é importante mencionar que não seria conveniente aplicar os limites aqui sugeridos a vertedouros em degraus com muros laterais convergentes ou com qualquer elemento sobre a calha e ângulos de calhas foram da faixa $48^\circ \leq \theta \leq 58^\circ$. Pouco se conhece a respeito da influência dessas características no campo de pressão, exceto pelo trabalho inicial realizado por **Gomes et al. (2005)[59]** e as avaliações iniciais realizadas no Anexo A.5.3.

5.6.4. Considerações finais

A modelação física é uma ferramenta amplamente empregada para a determinação de cavitação incipiente. As análises e resultados precedentes indicaram que a cavitação incipiente em vertedouros em degraus pode ser relacionada às seguintes variáveis hidrodinâmicas:

(a) vazão específica sobre o vertedouro;

(b) dimensão dos degraus empregado;

(c) posição do afloramento da camada limite, e logo do seu desenvolvimento. Por exemplo: caso esteja escoando uma vazão específica da ordem de $38 \text{ m}^2/\text{s}$ em um vertedouro com altura de 23 metros e degraus de 0,60 m (1V:0,75H), as pressões ali ocorrentes serão menores que a da tensão relativa de vapor da água pura[‡] (-10,09 m.c.a.), segundo Figura 5.30 ($L/L_i \approx 0,60$). Agora, quando do incremento de desnível de 23 para 27 metros, $L/L_i \approx 0,70$, poderão ser verificadas pressões da ordem de -10,89 m.c.a. (calculada pelo MTES). Quando do afloramento da camada limite, a vazão específica para que não houvesse cavitação incipiente ficaria restrita ao valor máximo de $13,3 \text{ m}^2/\text{s}$;

(d) concentração de ar no escoamento junto à fronteira sólida.

A verificação da ocorrência de cavitação incipiente fica, então, vinculada ao conhecimento dessas variáveis. Outras incógnitas deverão influenciar o estabelecimento desse fenômeno. Os trabalhos analisados na revisão bibliográfica salientaram a importância do conhecimento das propriedades físicas do fluido para a determinação do aparecimento de pressões que darão origem ao processo de erosão de cavitação. Desta forma, as vazões e velocidades apresentados na Figura 5.30 são indicativos restritos a pressão atmosférica, temperatura e propriedades físicas da água adotadas para elas. O emprego dos MTES deverão fornecer valores de pressões que, associados as devidas correções das referidas variáveis, conduzirão a limites de incipiência à cavitação mais apropriados a cada situação analisada.

[‡] Tensão de vapor da água a 20°C no nível do mar.

5.7. INFLUÊNCIA DA AERAÇÃO DO ESCOAMENTO NO CAMPO DE PRESSÃO

A atenuação do campo de pressão associada à aeração do escoamento está relacionada à alteração da celeridade das ondas de pressão no interior da mistura ar – água.

A modelagem física de escoamento ar-água envolve efeitos de escala que podem ser, dependendo da informação que se quer obter, demasiadamente prejudicada - **Gonzalez e Chanson (2004)[60]**, **Mateos e Elviro (1992)[76]** e **Amador (2005)[1]**.

A alteração do módulo de compressibilidade volumétrica do escoamento é consequência direta do efeito da modelagem física. Uma vez que essa característica é distinta entre o protótipo e o modelo físico empregado, é razoável esperar que as flutuações de pressões observadas nos modelos serão maiores que as verificadas em protótipos. Quanto menor for a escala geométrica de redução, o efeito de distorção da realidade tenderá a diminuir.

Os modelos de previsão de concentrações médias de ar desenvolvidos por **Matos (1999)[81]** foram empregados para ilustrar o processo da atenuação dos coeficientes de pressão decorrente do efeito já mencionado.

Para $s' = 4$, obtêm-se, por **Matos (1999)[81]**, concentração média de ar junto ao pseudofundo da ordem de 5% a 7,5%. Segundo as medições de pressões e os MTES, essas concentrações médias de ar indicam o início do processo de atenuação das flutuações das pressões. **Peterka (1953)[94]** sugeriu que essa quantidade de ar no escoamento asseguraria a segurança de vertedouros com calha lisa contra danos por cavitação.

Observando a Figura 5.32 e a Figura 5.33, consegue-se constatar facilmente o efeito da aeração no processo de atenuação dos coeficientes de pressões. As maiores taxas de crescimento de concentração de ar, localizadas no trecho $0 \leq s' \leq 12$, são responsáveis por quase a totalidade do amortecimento dos coeficientes de pressão ao longo do vertedouro.

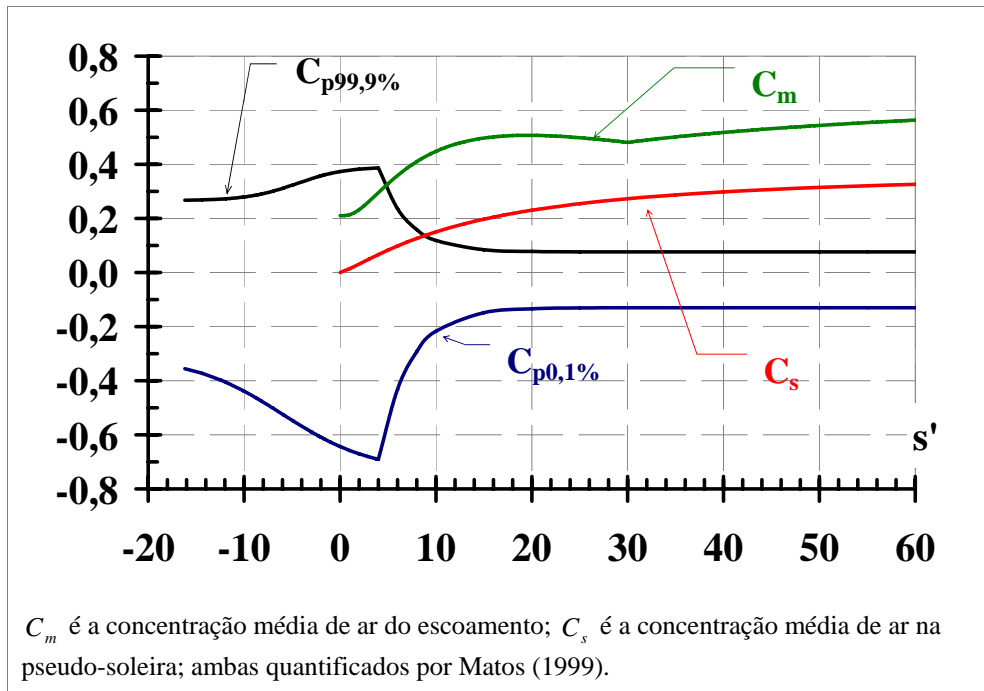


Figura 5.32 – Efeito da aeração do escoamento no processo de atenuação das pressões extremas para os espelhos dos degraus. Comparação entre os modelos teórico-experimentais de previsão de coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade ($C_{p0,1\%}$) e 99,9% ($C_{p99,9\%}$) da calha 1V:0,75H, altura de degraus $h = 0,09$ m e $z/h = 0,06$ do presente estudo com os modelos de previsão de concentração média de ar de Matos (1999).

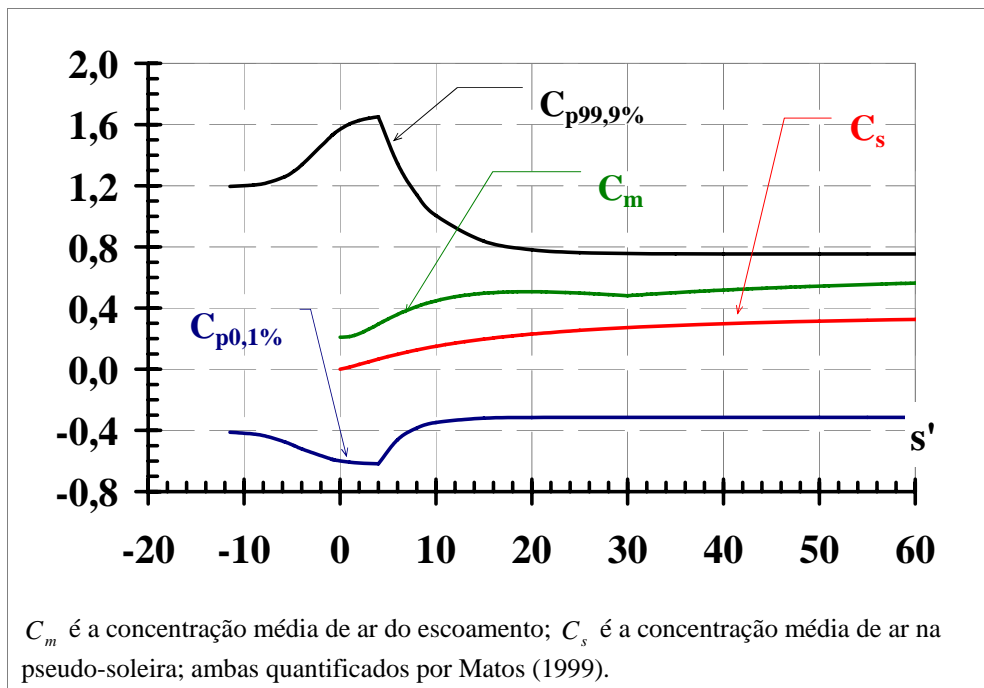


Figura 5.33 – Efeito da aeração do escoamento no processo de atenuação das pressões extremas para os patamares dos degraus. Comparação entre os modelos teórico-experimentais de previsão de coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade ($C_{p0,1\%}$) e 99,9% ($C_{p99,9\%}$) da calha 1V:0,75H, altura de degraus $h = 0,09$ m e $y/l = 0,06$ do presente estudo com os modelos de previsão de concentração média de ar de Matos (1999).

Para s' superiores a 30, onde a concentração média de ar (C_m) e a concentração média de ar na pseudo-soleira (C_s) são maiores que 50% e 30%, respectivamente, os coeficientes de pressão extremos assumem um comportamento assintótico (Figura 5.32 e Figura 5.33).

Para posições mais internas na cavidade, a Figura 5.34 compara o processo de atenuação dos coeficientes de pressões flutuantes e extremos. As figuras indicaram, que mesmo para posições $z/h \approx 0,65$, o efeito da aeração no processo de atenuação de pressão parece ser simultâneo ao observado nas tomadas de pressões analisadas na Figura 5.32 e na Figura 5.33. Esse resultado é interessante, indicando que a concentração de ar junto à soleira do degrau pode ser homogênea. Outra possibilidade pode estar associada ao efeito da redução das dimensões dos degraus, impedindo uma distinção mais acentuada desse fenômeno. Maiores estudos nessa direção deverão ser conduzidos.

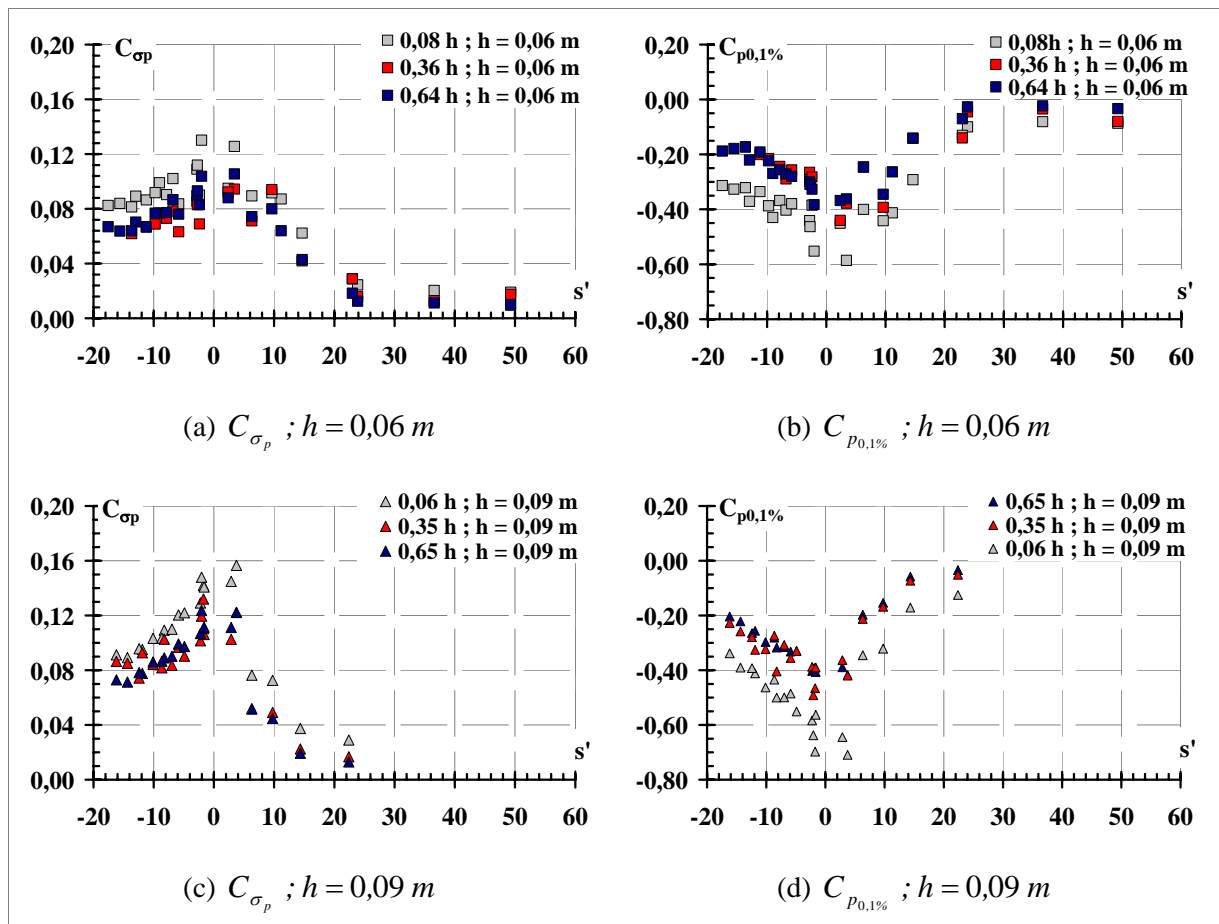


Figura 5.34 – Avaliação do início de atenuação das pressões flutuantes e extremas negativas nas tomadas de pressão localizadas nos espelhos dos degraus para: (a) e (b) $h = 0,06 m$ (c) e (d); $h = 0,09 m$.

5.8. ESTUDOS DO EFEITO DA REDUÇÃO DA DIMENSÃO DOS DEGRAUS NA MODELAÇÃO FÍSICA DO CAMPO DE PRESSÕES

5.8.1. Considerações preliminares

Os trabalhos prévios relacionados sobre essa tema motivaram uma investigação da validade dos limites recomendados por **Boes e Hager (2003)[17]**, **Gonzalez e Chanson (2004)[60]** e **Amador (2005)[1]** para a modelagem física do campo de pressões. Esse último autor, estudando o campo de pressões em calhas com alturas de degraus iguais a 0,10 m, 0,07 m e 0,05 m, não descartou a hipótese de utilizar modelos físicos com alturas de degraus de 0,05 m. Esses resultados aliados a possibilidade de comparar o campo de pressão para diversas alturas de degraus (0,03 m, 0,06 m e 0,09 m) criou novas perspectivas para a definição de um critério mais preciso.

Portanto, os estudos do efeito da redução da dimensão dos degraus na modelação física do campo de pressões foram conduzidos avaliando os coeficientes de pressões flutuantes e extremos entre as diferentes calhas e posições na cavidade e vertedouro, bem como o processo de atenuação desses coeficientes. Como as dimensões das ogivas dos vertedouros empregados permaneceram inalteradas, não atendendo assim aos requisitos necessários de similaridade de escala geométrica, essa investigação foi considerada como um pseudo-estudo de efeito de escala.

Com o intuito subsidiar as comparações e as conclusões relacionadas a esta investigação, julgou-se prudente apresentar o diagrama esperado das pressões flutuantes e extremas com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores (Figura 5.35). Esses padrões foram os verificados nas análises prévias realizadas no item 5.2.

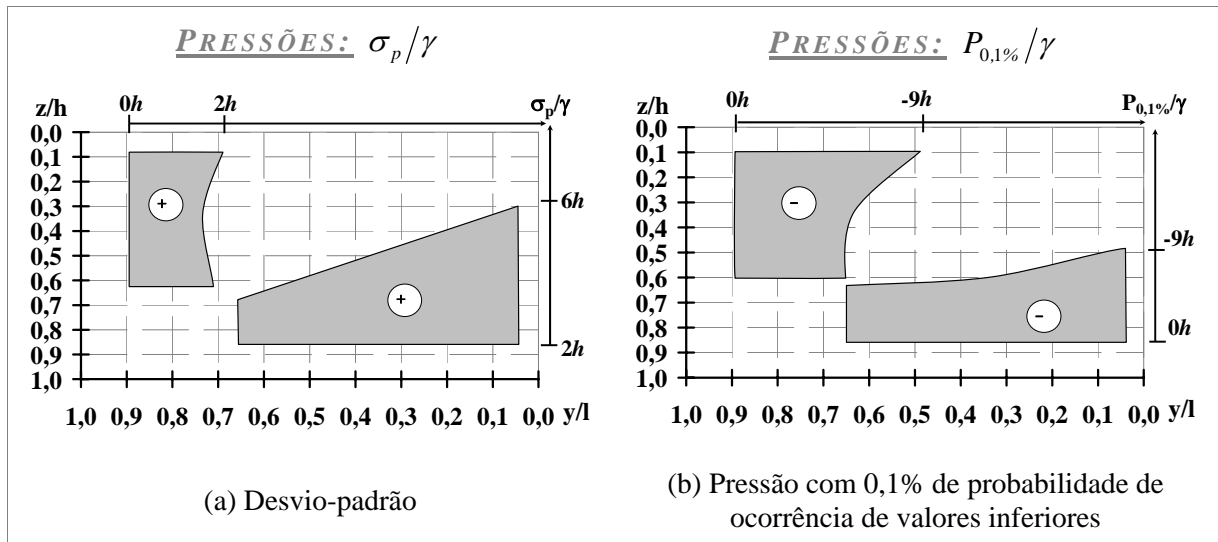


Figura 5.35 – Padrão das pressões esperadas no interior da cavidade para (a) desvios-padrão; (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores; verificados no presente estudo.

Outra questão importante de salientar nesse estudo refere-se ao aumento das dimensões das tomadas de pressões com a diminuição dos degraus. Na calha de degraus com altura igual a 0,03 m, o diâmetro da tomada de pressão (0,0015 m) representa 5% da altura da face vertical. Enquanto isso para a calha com maior degrau ($h = 0,09\text{ m}$), essa relação reduz para 1,67%. Isso já é um efeito direto da redução das dimensões dos degraus. **Amador (2005)[1]** também comentou isso.

5.8.2. Análises comparativas

A Figura 5.36 apresenta a comparação entre quatro diferentes posições internas nos espelhos obtidas nas calhas com degraus iguais a 0,03 m e 0,09 m. Em apreciações iniciais, verificou-se que os limites de **Boes e Hager (2003)[17]** e **Gonzalez e Chanson (2004)[60]** (números de Reynolds superiores a 10^5 e números de Weber maiores que 100), não alteraram o comportamento das pressões registradas para as calhas. Da Figura 5.36, observa-se ainda que:

- 1) os coeficientes de pressão flutuantes ocorrentes na posição $0,13h$ são inferiores às verificadas em $0,65h$, como também, os coeficientes $C_{P0,1\%}$ determinados para a calha com degraus de 0,03 m são superiores aos verificados na calha de 0,09 m. Pelos diagramas prévios ilustrados na Figura 5.35, seria razoável supor que esses coeficientes obtidos na calha de 0,03 m deveriam estar inscritos, ou ser pouco inferiores, às linhas pontilhadas escuras nas

Figura 5.36 (a) e (b). Na medida em que se aproxima a seção de afloramento da camada limite, essa diferença torna-se ainda maior;

2) para a calha com altura de degraus igual a 0,03 m, não se verificou distinção entre os coeficientes medidos para $0,13 h$ e $0,50 h$, evidenciados pelas elipses de linhas de cores vermelha. Não houve distinção das solicitações atuantes nas diferentes partes dos espelhos dos degraus;

3) os coeficientes de pressão registrados para a calha com alturas de degraus iguais 0,03 m (Figura 5.36) mostraram um retardo no seu processo de amortecimento de $s' \approx 4$ para $s' \approx 10$. A redução da dimensão do degrau parece ter dificultado a entrada de ar na cavidade, causada, possivelmente, pela aumento relativo das dimensões das bolhas em relação as referidas dimensões.

Consequentemente, após todas essas análises, é razoável assumir que a redução dos degraus para alturas (h) de 0,03 m foi excessiva.

Agora comparando os coeficientes de pressões obtidos nas calhas com maiores dimensões de degraus ($h = 0,06$ m e $0,09$ m), Figura 5.37, foi possível constatar diferenças significativas entre os coeficientes de pressão obtidos nas tomadas de pressões localizadas nas posições $z/h = 0,65 \times z/h = 0,64$ e $y/l = 0,65 \times y/l = 0,64$ (dados e linhas azuis); quando deveriam ser muito semelhantes:

(a) para a zona não-aerada do escoamento, os coeficientes de pressão flutuantes obtidos na posição $0,65 h$ ($h = 0,09$ m) dos espelhos dos degraus ficaram em média 13% superiores aos coeficientes registrados na posição $0,64 h$ ($h = 0,06$ m). Já para os coeficientes extremos ($C_{p0,1\%}$), essa diferença atingiu cerca de 40% na região da seção de afloramento da camada limite (SACL) para as referidas tomadas ($0,65 h > 0,64 h$);

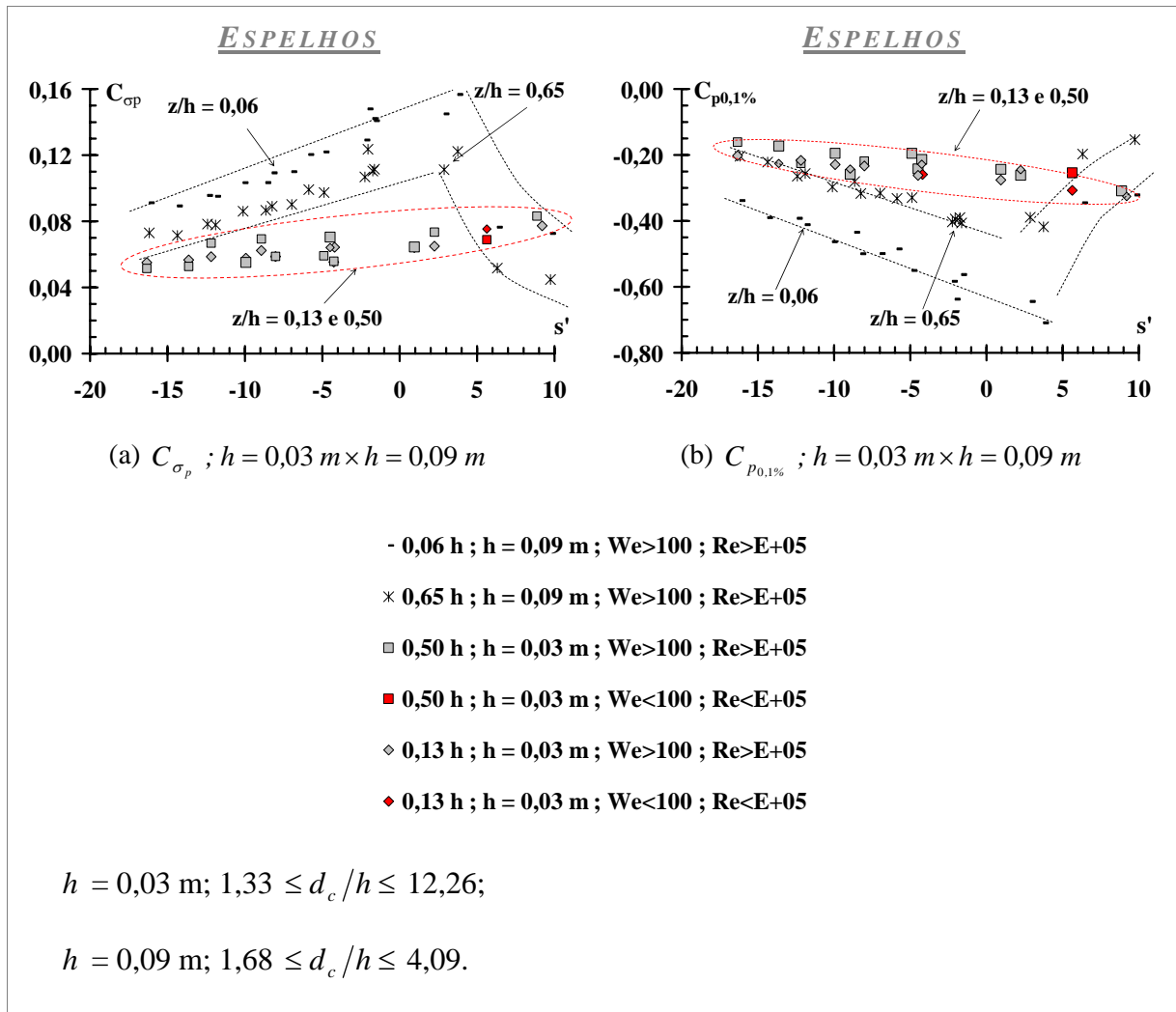


Figura 5.36 – Comparação dos dados obtidos para as calhas com degraus $h = 0,03 \text{ m}$ e $h = 0,09 \text{ m}$.

(b) nos paramentos horizontais (patamares), as posições $0,64l$ da calha com degraus com alturas $h = 0,06 \text{ m}$, apresentaram menores coeficientes de pressão flutuantes do que os verificados para $0,65l$, chegando a diferenças de 29% na seção de afloramento da camada limite (SACL). Para os coeficientes de pressão extremos ($C_{p_{0,1\%}}$), na SACL, foram obtidas diferenças da ordem de 50% ($0,65 h < 0,64 h$).

Apesar dos resultados verificados em Figura 5.37, os dados provenientes da calha com degraus de $0,06 \text{ m}$ vêm demonstrando boa concordância com os verificados com os estudos de **Tozzi (1992)[118]**, **Olinger (2001)[91]**, **Amador (2005)[1]** e **Gomes et al. (2006)[58]**.

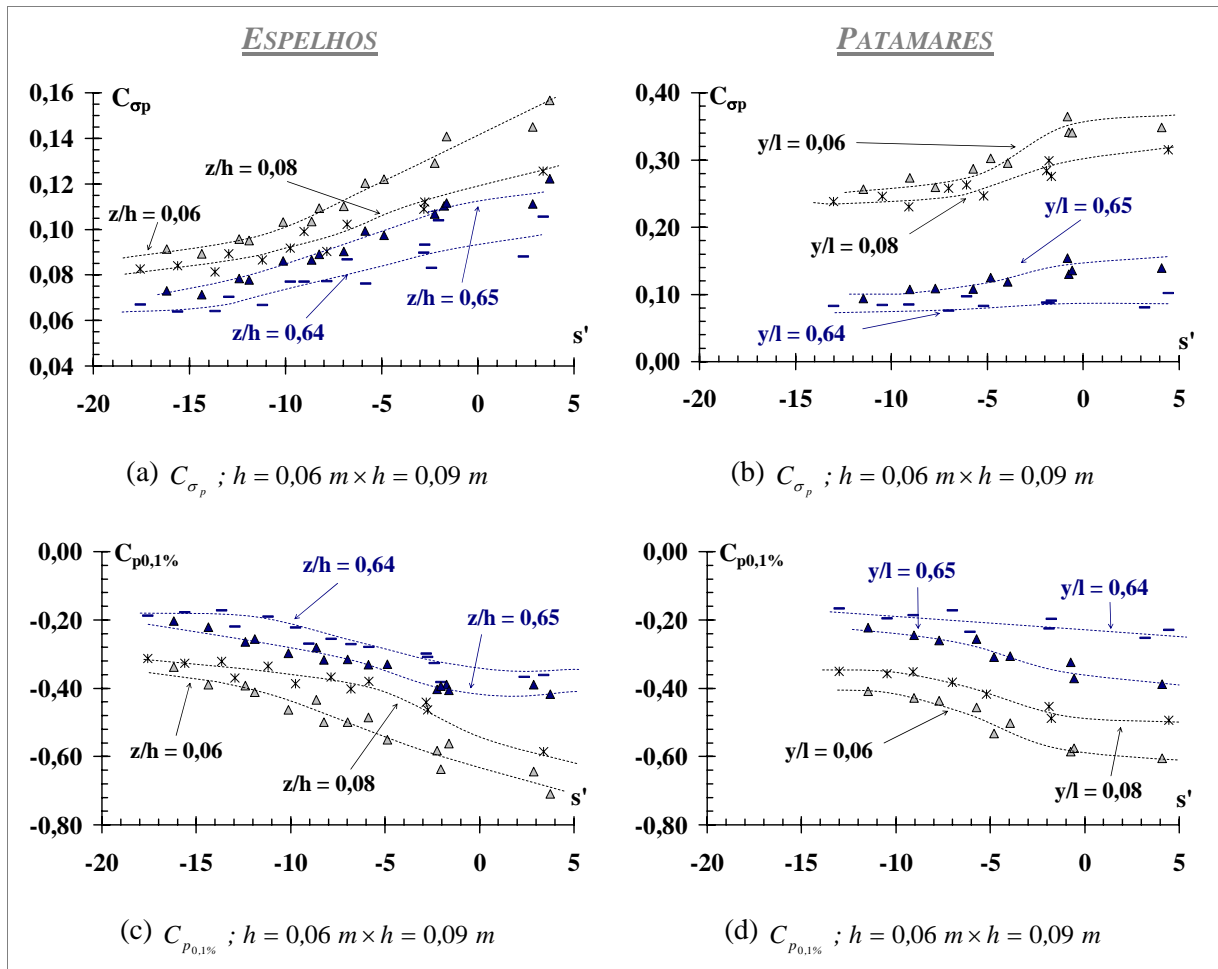


Figura 5.37 – Comparação dos dados obtidos para as calhas com degraus $h = 0,06 \text{ m}$ e $h = 0,09 \text{ m}$ nos paramentos verticais (a e c) e horizontais (b e d).

5.8.3. Conclusões parciais

Além dos limites sugeridos por **González e Chanson (2004)**[60], **Amador (2005)**[1] e **Boes e Hager (2003)**[17], devem ser usadas dimensões de degraus não inferiores a 0,06 m na modelagem física de campo de pressões em vertedouros em degraus pelo emprego da Lei de Semelhança de Froude. Todavia, é importante frisar que para tomadas de pressão localizadas em posições próximas a $z/h \approx 0,65$ e $y/l \approx 0,65$, os resultados ainda indicaram diferenças significativas entre os coeficientes de pressão obtidos pela calha com degraus de altura igual a 0,06 m e 0,09 m. Nas análises comparativas realizadas por **Gomes et al. (2006)**[58] para degraus com altura 0,06 m e 0,07 m, as pressões obtidas para as posições $z/h \approx 0,65$ e $y/l \approx 0,65$ mostraram-se praticamente coincidentes. **Amador (2005)**[1] comparou pressões obtidas em calhas com degraus iguais a 0,05 m e 0,07 m. Proporcionalmente, a diferença entre esses degraus é inferior à aqui obtida no presente estudo. Seria prudente

investigar proporções semelhantes ou superiores às aqui estudada para poder validar se são necessários limites mais restritivos e conservadores para a modelagem física do campo de pressões em vertedouros em degraus.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. CONCLUSÕES DO ESTUDO

As potencialidades de uso dos vertedouros em degraus vêm sendo demonstradas pelos inúmeros trabalhos científicos direcionados a identificação de parâmetros de projetos cada vez mais confiáveis. A modelagem física destinada às investigações dessas lacunas tem sido amplamente empregada. Apesar disso ter um elevado benefício-custo, a possibilidade de aliar esse tipo de investigação a observações e estudos de eventos em escalas de protótipos representaria uma contribuição inestimável para o conhecimento das limitações inerentes a redução das dimensões dessas estruturas. Ainda sim, sob pena da ausência de medições de pressões em protótipos tipo, a metodologia experimental empregada demonstrou-se eficaz para alcançar as metas previamente estabelecidas no objetivo do trabalho.

Verificou-se que a intensidade e frequência das pressões hidrodinâmicas estão associadas ao desenvolvimento da camada limite, às vazões específicas ocorrentes e às posições internas nas cavidades e longitudinais nas calhas. Os coeficientes de pressão flutuantes aumentam até regiões próximas a seção de afloramento da camada limite, quando, pela introdução do ar no fluxo (concentrações médias de ar próximas a 30%), iniciou-se o processo de amortecimento desses coeficientes. As amostras de pressão registradas indicaram frequências dominantes compreendidas entre 7-18 Hz, sendo maiores nas extremidades externas dos patamares dos degraus, onde ocorre a formação de estruturas coerentes denominadas por **André (2004)[6]** de *internal jets*. Essas estruturas coerentes estão muitas vezes relacionadas aos fenômenos de intrusão e ejeção no escoamento turbulento e à dissipação de energia cinética turbulenta nos campos de velocidade, constituindo fonte de instabilidade para o sinal turbulento (**Bolzan, 2002[18]**). Na região de formação dessas estruturas, também foram registradas as maiores flutuações de pressões.

Do ponto de vista de previsão de pressões dessas estruturas, foram propostos modelos ajustados com funções matemáticas não-lineares, fundamentados na evolução do campo de pressões sob diferentes condições do escoamento. Esses modelos deram origem a limites de incipiência à cavitação para o trecho não-aerado do escoamento, onde a quantidade de ar é insuficiente para proteger a superfície sólida de danos decorrentes do referido fenômeno. Baseado nas avaliações de amostras de longa duração e incertezas associadas à fenomenologia estocástica de determinação de pressões extremas, sugeriu-se que as máximas

vazões específicas permitidas a vertedouros em degraus estariam em torno de 11,3-15,6 m²/s para o aparecimento de processos de cavitação junto a seção de afloramento da camada limite.

Nos itens subseqüentes serão detalhadas as conclusões previamente resumidas, subdividindo-as de acordo com a disposição de tópicos abordada no texto.

6.1.1. Revisão Bibliográfica

(a) Através das análises dos diversos trabalhos apresentados na revisão bibliográfica, foi possível conhecer e compreender as principais características do escoamento sobre vertedouros em degraus. Destacam-se nos estudos das propriedades físicas do escoamento bifásico, os trabalhos de **Matos (1999)[81]**, **Chamani e Rajaratnam (1999)[20]**, **Chanson e Toombes (2002)[35]**, **Boes e Hager (2003)[16][17]**, **Sanagiotto (2003)[107]**, **Meireles (2004)[85]**, **Dai Prá (2004)[41]**, **Gonzalez e Chanson (2004)[60]**, **André (2004)[6]**, dentre outros. Segundo **Chanson (2006)[29]**, até então foram publicados 73 artigos em revistas, alguns *Workshops* e dois livros sobre o assunto;

(b) Nos estudos mais direcionados ao campo de pressões, podem-se relacionar os trabalhos iniciais de **Frizell e Melford (1991)[53]**, **Elviro e Mateos (1992)[45]**, **Tozzi (1992)[118]**. Posteriormente, **Olinger (2001)[91]**, **Sánchez-Juny (2001)[108]**, **Amador (2005)[1]**, **Sánchez-Juny e Dolz (2005)[110]** e **Gomes et al. (2006)[58]** detalharam as pressões hidrodinâmicas nos interiores dos degraus e em várias posições ao longo dos vertedouros. As solicitações mais críticas foram localizadas nas extremidades externas dos degraus e nos trechos próximos à seção de afloramento da camada limite;

(c) Não se verificou um consenso sobre limites para o estabelecimento de processos de cavitação em vertedouros em degraus.

6.1.2. Metodologia experimental

(a) As configurações experimentais empregadas permitiram um detalhamento maior do campo de pressões no trecho não totalmente aerado do escoamento, sujeita às maiores pressões hidrodinâmicas;

(b) As vazões testadas, bem como os registros de amostras de pressões com 3 minutos de duração e 50 Hz de frequência de aquisição permitiram a elaboração de modelos de previsão

de pressão dentro da faixa de resultados encontrados na revisão bibliográfica. No caso de uma transposição dos resultados aqui verificados para um protótipo com dimensões 15 vezes superior a aqui empregada, a máxima vazão testada estaria em torno de 41 m²/s. Para o trecho não-aerado do escoamento, poder-se-á assumir uma escala igual a 1:25, o que corresponderia num aumento dessa vazão específica para 87 m²/s;

(c) A resolução espacial atingida pela dimensão dos orifícios das tomadas de pressões empregada (0,0015 m) captou estruturas hidrodinâmicas até região de dissipação viscosa do espectro de energia;

(d) A ogiva lisa empregada nos modelos, aqui testados, permitiu, mesmo que qualitativamente, avaliar o efeito dos degraus de transição existente na maioria dos vertedouros usados. Na comparação de dados com **Sánchez-Juny (2001)[108]** e **Amador (2005)[1]**, não se constatou diferenças que possam ser atribuídas à existência de degraus de transição.

6.1.3. Campo de pressões hidrodinâmicas

6.1.3.1. Esforços no interior da cavidade

(a) Os diagramas de pressões registrados nas soleiras dos degraus apresentam uma variabilidade espacial acentuada que é imperativo a adoção de critérios conservativos para o dimensionamento dessas estruturas. Dessa forma foram ajustados modelos de previsão de pressão orientados pelas medidas experimentais obtidas para as tomadas de pressões localizadas nas extremidades externas dos degraus;

(b) As maiores flutuações de pressões estão localizadas nas extremidades externas dos degraus, junto à pseudo-soleira, como já demonstrado pelos estudos prévios.

6.1.3.2. Freqüências obtidas das amostras de pressões

(a) As freqüências dominantes verificadas no interior das cavidades variaram segundo as posições internas das tomadas de pressões, estando entre 7 Hz e 18 Hz. As maiores freqüências foram observadas nos patamares dos degraus para o trecho não-aerado do escoamento;

(b) Os números de Strouhal dominantes (Sh_p) obtidos para as tomadas de pressões localizadas nas posições $z/h = 0,08$ e $y/l = 0,08$, apresentaram um decréscimo no sentido do fluxo, assumindo valores próximos a 0,04 para posições $s' \approx 50$;

(c) As funções de densidade espectral apresentaram picos “largos” e uma região de decaimento energético com expoente próximo a -7.

6.1.3.3. *Comparação de dados de pressão com estudos prévios*

(a) A comparação com os estudos prévios de pressão indicou que os resultados do presente estudo estão na mesma faixa de grandezas verificadas por **Tozzi (1992)[118]**, **Sánchez-Juny (2001)[108]**, **Olinger (2001)[91]**, **Amador (2005)[1]** e **Sánchez-Juny e Dolz (2005)[110]**.

(b) Foi constatada a influência da metodologia de determinação de pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores. Os menores coeficientes de pressão obtidos por **Amador (2005)[1]** em relação aos aqui verificados decorreram do emprego de uma função de distribuição de mínimos tipo III (Weibull) pelo referido autor;

(c) As maiores diferenças entre os dados de pressão de **Olinger (2001)[91]** e os verificados no presente estudo decorreram de comparação de tomadas de pressões localizadas em posições internas diferentes nos degraus e da configuração experimental adotada pelo autor.

6.1.3.4. *Modelos teórico-experimentais sugeridos (MTES) e limites de incipiência a cavitação (LIPIC)*

(a) Os MTES foram delineados com 4 parâmetros ajustáveis para os coeficientes de pressão obtidos nas tomadas de pressões localizadas nas posições internas $z/h = 0,06$ e $y/l = 0,06$. Os maiores erros encontrados na aplicação dos MTES foram de 12%;

(b) Os limites de incipiência à cavitação (LIPIC) decorreram da aplicação do MTES desenvolvido para os coeficientes de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores igualadas à tensão relativa de vapor da água pura a 20°C, ao nível do mar, de -10,09 m.c.a.;

(c) As muitas simplificações que a modelagem física de pressões impõem na determinação de LIPIC aliada aos resultados apresentados na bibliografia científica, dificultam o estabelecimento de um limite consensual sobre a incipiência à cavitação de vertedouros em degraus. Entretanto, a contribuição do trabalho nesse direcionamento, representado pela Figura 5.30, poderão ser empregados como avaliação preliminar de projetos dessas estruturas.

6.1.3.5. Influência da aeração do escoamento no processo de atenuação do campo de pressão

(a) A partir de uma concentração média de ar no pseudofundo entre 5% a 7,5% (quantificado conforme **Matos, 1999[81]**), iniciou-se o processo de atenuação do campo de pressões. Segundo **Peterka (1953)[94]**, essa quantidade de ar seria a necessária para minimizar e até evitar (maiores que 8%) erosão por cavitação;

(b) Foi observado que a atenuação dos coeficientes de pressão para as tomadas de pressões mais internas na cavidade ocorreram simultaneamente ao verificado nas tomadas de pressões localizadas na parte extrema externa dos degraus. Isso sugere que a concentração média de ar junto à soleira é praticamente homogênea e relacionada àquela ocorrente na pseudo-soleira.

6.1.3.6. Estudo do efeito da redução das dimensões dos degraus na modelagem física do campo de pressão

(a) Foi verificado que é inviável o emprego de degraus com alturas muito reduzidas, como, por exemplo, iguais a $h = 0,03$ m, no estudo de campo de pressões. Além disso, para degraus com altura igual a $h = 0,06$ m, pôde-se perceber um pequeno efeito da redução das dimensões dos degraus na determinação das pressões hidrodinâmicos nas tomadas de pressões mais internas da cavidade. Novas investigações deverão ser conduzidas no sentido de identificar esses efeitos;

(b) Além do emprego de altura mínima de degraus na modelagem física do campo de pressões, devem ser respeitados os limites recomendados por **Boes e Hager (2003)[17]**, **Gonzalez e Chanson (2004)[60]** e **Amador (2005)[1]** (ver limites no item 3.8).

6.1.4. Anexos (estudos complementares): influência do tempo de amostragem e da metodologia na determinação de $P_{0,1\%}$ e duração de permanência de valores inferiores a $P_{0,1\%}$ na formação de núcleos cavitacionais.

(a) Estimou-se em 17% a probabilidade de se cometer um erro relativo de 5% na determinação de $P_{0,1\%}$ com amostras de 3 minutos de duração em relação ao valor obtido em 12 horas de registros para as mesmas condições de escoamento. É razoável assumir essas variáveis para a determinação de limites de incipiência à cavitação em vista dos valores mínimos bastantes conservadores obtidos pela aplicação de distribuição de probabilidade de Weibull em relação aos registrados em 12 horas;

(b) Foi verificada uma duração média de permanência em pressões consecutivas menores que $P_{0,1\%}$, de 0,04 s em 12 horas de registros contínuos. Esse tempo é suficientemente superior ao apresentado por **Johnson (1963)[66]** para a formação e colapso de núcleos cavitacionais (10^{-4} s). A frequência média de ocorrência desses eventos chegou, na SACL, a 0,007 Hz. equivalendo, em um protótipo com dimensões 10 vezes superiores a aqui adotada nas calhas, a um evento a cada 7 minutos.

6.2. RECOMENDAÇÕES PARA INVESTIGAÇÕES FUTURAS RELACIONADAS AO CAMPO DE PRESSÃO

A compreensão das diversas variáveis que envolvem o delineamento do campo de pressão está aquém das análises avaliadas no presente estudo. Dessa forma, seria ainda interessante investigar:

(a) Instrumentação simultânea em todos os degraus localizados nos trechos mais externos dos degraus, junto ao fluxo principal. A razão principal é um detalhamento mais apurado da seção crítica longitudinal sujeita aos esforços mais significativos. Desenvolvimento de um sistema de aquisição mais robusto que poderia caracterizar o campo de pressão com amostras de tamanhos iguais e superiores a 30 minutos. Isso permitiria verificar se as variações encontradas nas descrições estatísticas de médias no espelho, como nos coeficientes de assimetria e curtose, estão associadas ao fenômeno propriamente dito, ou ao tempo restrito de amostragem;

(b) Análise do efeito do biselamento ou arredondamento da aresta externa dos degraus (também recomendado por **Amador, 2005[1]**). Concomitante a essa análise, a instalação de tomadas de pressões nessa parte do degrau modificada poderia indicar limites mais críticos e reais a incipiência a cavitação. **Amador (2005)[1]** verificou que as maiores intensidades turbulentas cinéticas estão localizadas na pseudo-soleira do vertedouro. Portanto, é razoável assumir que a probabilidade de registrar pressões extremas com risco a cavitação nesse trecho seria maior;

(c) Avaliação comparativa no campo de pressão obtida por uma ogiva lisa e outra com degraus de transição, com detalhamento das pressões também nesse trecho transitório. Se o efeito dos degraus for significativo, qual seria a configuração que poderia minimizar ou retardar o aparecimento de processos de cavitação? Nos estudos aqui realizados, a avaliação do campo de pressão afastado da região da ogiva indicou pouca influência dos degraus de transição. Uma vez que os fenômenos de cavitação estão associados a fontes ainda não totalmente conhecidas e localizadas, seria prudente avaliar essa região. **Amador (2005)[1]**, sugere também que sejam avaliados os efeitos de uma comporta localizada na ogiva, baseados em estudos preliminares elaborados pelo Laboratório de Hidráulica e Mecânica de Fluidos da Universidade Politécnica da Catalunha em 2002;

(d) Avaliação do efeito da rugosidade de acabamento do concreto no campo de pressões nos degraus. Para declividades menores, compatíveis com configurações típicas de gabiões, esse estudo pode indicar critérios limitantes e de estabilidade estruturais a concepção dessas estruturas;

(e) Avaliação simultânea do campo de pressões na bacia de dissipação para diversas condições de desenvolvimento do escoamento sobre o vertedouro em degraus. Além disso, seria interessante avaliar novas proposições de dissipadores a jusante dos vertedouros em degraus, que se adeqüe melhor a eficiência do processo;

(f) Estudo de dispositivos de aeração artificial para minimizar os riscos de cavitação para o trecho não-aerado no vertedouro. Já que pressões negativas significativas ocorrem nesse trecho do escoamento, o desenvolvimento de soluções de dispositivos nesse sentido permitiria aumentar a capacidade de descarga e o uso potencial dessas estruturas;

(g) Registro de campo de pressões em vertedouros em degraus reais. A partir das observações, efetuar uma comparação entre a calha real e outras com degraus de diferentes

alturas. Deverão ser construídos modelos reduzidos que respeitem as mesmas posições internas das tomadas de pressões. Isso permitirá prever critérios mais precisos nas limitações das alturas de degraus para o estudo de campo de pressão, restrito no presente estudo a degraus com alturas não inferiores a 0,06 m;

(h) Dentre os estudos necessários, ainda sugere-se a avaliação das concentrações de ar no interior da cavidade e associação ao processo de atenuação dos coeficientes de pressões;

(i) Avaliação quantitativa da tridimensionalidade dos vórtices. A metodologia empregada no presente estudo de posicionar os orifícios de medidas na parte central do canal, simplifica a análise do fenômeno estudado. **Sánchez-Juny (2001)[108]** avaliou a possibilidade de considerar a bidimensionalidade do escoamento no campo de pressão. Suas análises indicaram erros aceitáveis. Em contrapartida, as visualizações realizadas por **Matos (1999)[81]**, indicaram movimentações dos vórtices expressivas, com zoneamentos claramente distintos quanto à presença ou não de bolhas de ar. Também foram observados processos de acoplamento e dissipação dos macrovórtices. **Gomes (2000)[57]**, através de visualização do escoamento de um ressalto hidráulico a jusante de uma comporta, atribuiu as maiores flutuações da linha de água junto à superfície livre a esses processos de acoplamento. Além disso, o comportamento tridimensional pode ser mais acentuado sob efeito de paredes ou muros laterais, concentrando ou até desenvolvendo certos tipos de esforços não captados pela metodologia aplicada neste trabalho;

(j) Segundo **Amador (2005)[1]**, “a análise do campo de pressões em vertedouros com muros laterais pode constituir uma solução interessante para reduzir o custo total do vertedouro e/ou resolver a limitação existente pela vazão específica no trecho não-aerado do escoamento”. **André, Ramos e Matos (2004)[5] apud Amador (2005)[1]** realizaram uns dos primeiros estudos no sentido de identificar potencialidades de uso. **Frizell (2006)[52]** também comentou isso;

(k) Avaliação do campo de pressões para diversas declividades. No âmbito desse trabalho experimental, avaliou-se, preliminarmente, os dados de pressão em uma calha escalonada com declividade igual a 1V:1H. Os efeitos do incremento de declividade alterou as pressões verificadas nos patamares para as mesmas relações y/l estudadas nas calhas com ângulo de 53,13°. As análises indicaram um decréscimo das flutuações e valores médios. Em avaliações, também iniciais, realizadas pelo Engenheiro António Relvas (IST-LNEC) em 2006, seus

registros de pressões provenientes de descarregadores sobre barragens em aterros com blocos de concretos pré-fabricados com declividades próximas a 1V:2,5H/1V:3H, indicaram frequências dominantes bastante inferiores aqui encontradas, associadas, principalmente, às grandes escalas do escoamento. **André (2004)[1]** verificou em calhas com declividades de 18,6° e 30°, frequências dominantes das pressões entre 3 Hz a 7 Hz;

(1) A análise do campo de pressão realizada nesse estudo e a durabilidade demonstrada pelos degraus sujeitos a altas taxas de vazões em alguns protótipos vêm ilustrando a eficiência dessas estruturas. Contudo, alguns eventos registrados em um vertedouro em degraus, solicitados a esforços afastados da faixa aqui sugerida para instalação de processos de cavitação, apresentou danos preocupantes ao longo da calha, onde as velocidades médias superaram 17 m/s (escoamentos sob regime deslizante sobre turbilhões). Os danos mais severos estavam localizados sob as juntas de contração/dilatação do corpo do vertedouro. Como nas barragens de CVC, recomenda-se que essas juntas sejam espaçadas em média entre 15-20 metros de maneira a prevenir rachaduras estruturais (**Andriolo, 1998[8]**). Mesmo para eventos de menores magnitudes, quando não houve o estabelecimento de um regime de escoamento deslizante, os danos tornaram a reaparecer. É possível que eles possam estar associados a: (i) o inadequado projeto e/ou construção da calha do vertedouro, que deveria prever uma armadura estrutural de pele nos degraus, compatíveis com as instabilidades e esforços esperados; (ii) a atuação do regime de escoamento de transição. **Chanson (1994[28], 2002[31])** vem advertindo das instabilidades hidrodinâmicos desse tipo de regime. Segundo **Chanson e Toombes (2004)[36]**, foi observado ejeções de pequenos jatos provenientes do escoamento principal à distâncias variando entre 3 a 8 vezes a altura dos degraus nesse regime. **Chanson (1994)[28]** também relata que a interação da flutuação de pressões hidrodinâmicas nas rachaduras podem levar a circunstâncias catastróficas, apesar das medições de pressões realizadas por **Amador (2005)[1]** e **Sánchez-Juny e Dolz (2005)[110]** indicarem valores inferiores às registradas nas soleiras de vertedouros em degraus sob regime deslizante. Recomenda-se que os novos estudos de pressão sejam elaborados visando caracterizar as pressões nas junta de contrações.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMADOR, A - Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado. **Tese de doutoramento**. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 2005.
- [2] AMADOR, A.; GRAAL, V.; SÁNCHEZ-JUNY, M.; DOLZ, J.; SÁNCHEZ-TEMBLEQUE, F.; PUERTAS, J. - Characterization of the flow field in a stepped spillway by PIV. **12th International Symposium of Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics**. Portugal, julho, 2004.
- [3] AMADOR, A.; SÁNCHEZ-JUNY, M.; DOLZ, J. SÁNCHEZ-TEMBLEQUE, F. e PUERTAS, J. Estudo experimental no campo de pressões e de velocidades num descarregador de cheias em degraus. **7º Congresso de Água de Portugal**. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 2004.
- [4] ANDRÉ, M. e MATOS, J. S. G. – Característica da onda estacionária oblíqua do escoamento deslizante sobre turbilhões em descarregadores de cheias em degraus com paredes convergentes. **7º Silusba**. 2005.
- [5] ANDRÉ, M.; RAMOS, P. e MATOS, J. S. G. – Dissipação de energia em descarregadores de cheias em degraus. Aplicação a descarregadores com largura constante e com paredes convergentes. **APRH, editor, 7º Congresso da Água**, Lisboa, 2004.*
- [6] ANDRÉ, S. - High velocity aerated flow on stepped chutes with macro-roughness elements. **Tese de doutoramento**. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004.
- [7] ANDRÉ, S.; BOILLAT, J; SCHLEISS, A. J. – Discussion of Two-phase flow characteristics of stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, maio, 2005.
- [8] ANDRIOLO, F. R. – The Use of Roller Compacted Concrete. **Oficina de Textos**. São Paulo, 1998.
- [9] ARNDT, R. E. A e IPPEN, A.T. - Rough surface effects on cavitation inception. **J. Basic Eng.** volume 90, páginas 249–261, 1968.*
- [10] ARNDT, R. E. A. - Cavitation in vortical flows. **Annual Rev. Fluid Mech.** volume 534, páginas 143–75, 2002.

- [11] ARNDT, R. E. A. Cavitation in fluid machinery and hydraulic structures. **Ann. Rev. Fluid Mech.** volume 13, páginas 273-328, 1981.
- [12] BAUR, T. e KÖNGETER, J. - New aspects of research on the prediction of cavitation. **Proc. of the 4th International Conference on Hydropower Development**, Bergen, Editor Balkema, páginas 351-360, 2001.
- [13] BAYAN JARDIN, B. J. - La Puebla de Cazalla's dam spillway with rolled concrete steps. **International Symposium on dams and extreme floods**. ICOLD, A-28, páginas 251-258, Granada, Espanha, setembro de 1992.
- [14] BENJAMIN, J. R. e CORNELL, C. A. - Probability, statistics and decision for civil engineers. **McGraw-Hill Book Company**. 1970.
- [15] BINDO, M.; GAUTIER, J. e LACROIX, F. - The stepped spillway of M'Bali dam. **Water Power & Dam Construction**, janeiro, 1993.
- [16] BOES, R. e HAGER, W. - Hydraulic design of stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 129, nº 9, páginas 671-679, setembro, 2003.
- [17] BOES, R. e HAGER, W. - Two-phase flow characteristics of stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 129, nº 9, páginas 661-670, setembro, 2003.
- [18] BOLZAN, M. J. A. - Um estudo sobre características do subdomínio inercial da turbulência desenvolvida em escoamento acima e dentro da copa da Floresta Amazônica de terra firme e acima do Pantanal Matogrossense. **Tese de doutorado**, INPE, São José dos Campos, São Paulo, 2002.
- [19] CAIN, P. e WOOD, I. R. - Measurements of self-aerated flow on a spillway. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, volume 107, nº HY11, novembro, 1981.
- [20] CHAMANI, M. R. e RAJARATNAM, N. - Characteristics of skimming flow over stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, abril, 1999.
- [21] CHAMANI, M. R. e RAJARATNAM, N. - Onset of skimming flow on stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 125, nº 9, setembro, 1999.

- [22] CHANSON, H. – A study of air entrainment and aeration devices on a spillway model. **Tese de doutoramento**, Departamento de engenharia civil, Universidade de Canterbury, Nova Zelândia (em inglês), 1988.
- [23] CHANSON, H – Air bubble entrainment in free-surface turbulent shear flows. **Academic Press**, London, 1996.*
- [24] CHANSON, H. - Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. **Journal of Hydraulics Research**, volume 32, nº 2, 1994.
- [25] CHANSON, H. – Discussion of Characteristics of skimming flow over stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, páginas 862-865, novembro, 2000.
- [26] CHANSON, H. – Discussion of Two-phase flow characteristics of stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, páginas 419-421, maio, 2005.
- [27] CHANSON, H. – History of stepped channels and spillways: a rediscovery of the “Wheel”. **Can. Journal of Civil Engrg.** volume 22, páginas 247-259, 1995.
- [28] CHANSON, H. - Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways. Pergamon, **Oxford**, UK, 261 páginas, 1994.
- [29] CHANSON, H. – Hydraulics of skimming flows on stepped chutes: the effects of inflow conditions? **Journal of Hydraulic Research**, volume 44, nº 1, páginas 51-60, 2006.
- [30] CHANSON, H. – Stepped Spillways Flows and Air Entrainment. **Can. Journal of Civil Engrg.** junho, 1993.
- [31] CHANSON, H. – The hydraulics of stepped chutes and spillways. **Editora Balkema**, Rotterdam, 2002.
- [32] CHANSON, H. e GONZALEZ, C. – Interactions between free-surface, free-stream turbulence and cavity recirculation in open channel flows: measurements and turbulence manipulation. **5th International Conference on Multiphase Flow**, Yokohama, Japão, 30 de maio a 4 de junho, 2004.

- [33] CHANSON, H. e GONZALEZ, C.- Physical modelling and scale effects of air-water flows on stepped spillways. **Journal of Zhejiang University SCIENCE**, 6A(3), páginas 243-250, 2005.
- [34] CHANSON, H. e TOOMBES, L. - Experimental investigations of air entrainment in transition and skimming flows down a stepped chute. Application to Embankment Overflow Stepped Spillways. **Research Report No. CE 158**, Department of Civil Engineering. The University of Queensland, julho de 2001.
- [35] CHANSON, H. e TOOMBES, L. - Experimental investigations of air entrainment in transition and skimming flows down a stepped chute. **Can. J. Civ. Engrg.**, volume 29, páginas 145-156, 2002.
- [36] CHANSON, H. e TOOMBES, L. - Hydraulics of stepped chutes: The transition flow. **Journal of Hydraulic Research**, volume 42, nº 1, páginas 43-54, 2004.
- [37] CHANSON, H.; YASUDA, Y.; OHTSU, I. - Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling. **Can. J. Civ. Engrg.**, volume 29, páginas 809-819, 2002.
- [38] CHEN, Q.; DAI, G.; LIU H. - Volume of Fluid Model for Turbulence Numerical Simulation of Stepped Spillway Overflow. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 128, nº 7, 2002.
- [39] CHONGGANG, S. - RCC dams in China. **Anais do 4º Simpósio Internacional sobre barragens de CCR**, páginas 15-25, Madri, Espanha, novembro, 2003.
- [40] CHRISTODOULOU, G. C. - Energy dissipation on stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 119, nº 5, maio, 1993.
- [41] DAI PRÁ, M. - Características do escoamento sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:1H. **Dissertação de mestrado**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, agosto, 2004.
- [42] DAILY, J. W. e JOHNSON, V. E. - Turbulence and boundary layer effects on cavitation inception from gas nuclei. **Trans. ASME**, volume 78, páginas 1695 – 1706, 1956.

- [43] DIEZ-CASCON, J.; BLANCO, J. L.; REVILLA, J. e GARCIA, R. – Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, setembro, 1991.
- [44] DIMOTAKIS, P. E. – Turbulent Mixing. **Annu. Rev. Fluid Mech.**, volume 37, páginas 329-359, 2005.
- [45] ELVIRO GARCIA, V. e MATEOS IGUÁCEL, C. – Aliviaderos: funcionamiento hidráulico. **III Curso de presas de hormigon compactado**, Madri, 17 e 18 de setembro, 1996.
- [46] ESSERY, I. T. S. e HORNER, M.W. - The hydraulic design of stepped spillways. **Report nº33 - Constr. Industry Res. and Information Assoc.**, London, England, 1971.*
- [47] FALVEY, H. T. - Cavitation in Chutes and Spillways. **U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Engineering Monograph nº 42**, Denver, EUA, 1990.
- [48] FALVEY, H. T. - Predicting Cavitation in Tunnel Spillways. **Water Power & Dam Construction**, volume 34, páginas 13 – 15, 1982.
- [49] FERNÁNDEZ, F. M. - Investigacion en modelo hidraulico de un rebosadero escalonado. **XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica - IAHR** - Santiago, Chile, 7 a 11 de novembro, 1994.
- [50] FIOROTTO, V. e RINALDO, A. - Turbulent pressure fluctuations under hydraulic jumps. **Journal of Hydraulic Research**, volume 30, nº 4, 1992.
- [51] FRIZELL, K. H. - Hydraulics of Stepped Spillways for RCC Dams and Dam Rehabilitations. **Proceedings of the 3rd Specialty Conference on RCC**, San Diego, California, páginas 2-5, 1992.
- [52] FRIZELL, K. H. – Research State-of-Art and Needs for Hydraulic Design of Stepped Spillways. **U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Water Resources Research Laboratory**. Report HL-2005-06, 2006.
- [53] FRIZELL, K. H. e MELFORD, B. W. - Designing Spillways to Prevent Cavitation Damage. **Concrete International**, volume 13, nº 5, páginas 58-64, maio, 1991.

- [54] FRIZELL, K. H.; MATOS, J. e PINHEIRO, A. N. – Design of concrete stepped overlay protection for embankment dams. **Hydraulics of Stepped Spillways, Minor e Hager (eds)**, Balkema, Rotterdam, 2000.
- [55] GAL'PERIN, R. S, KUZ'MIN K. K., NOVIKOVA, I. S., OSKOLKOV, A. G., SEMENKOV, V. M. e TSEDROV, G. N. – Cavitation in elements of hydraulic structures. **Hydrotechnical Construction**, N° 8, páginas 726-732, agosto, 1971.*
- [56] GINDOZ, B. e BILLET, M. L. - Influence of the nuclei on the cavitation inception for different types of cavitation on ship propellers. **J. Fluids Eng.**, volume 120, páginas 171–178, 1998.
- [57] GOMES, J. F. – Visualização de escoamento Macroturbulento - Ressalto Hidráulico a jusante de uma comporta. **Dissertação de mestrado**. UFRGS, abril, 2000.
- [58] GOMES, J. F.; AMADOR, A. T.; MARQUES, M.; MATOS, J.; SÁNCHEZ-JUNY, M. - Hydrodynamic pressure field on steeply sloping stepped spillways. **International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures**, Montemor-o-Novo, Portugal, 2006.
- [59] GOMES, J. F.; SANAGIOTTO, D. G.; DAI PRÁ M.; WIEST, R. A.; BASTOS, J. C. Q.; ENDRES, L. A. M.; MARQUES, M. G. - Influência da declividade e da aeração sobre o campo de pressões em vertedouros em degraus. **XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. João Pessoa –PA – Brasil, novembro- dezembro, 2005.
- [60] GONZALEZ, C. A. – An experimental Study of free-surface aeration on embankment stepped chutes. **Ph.D thesis**. Department of Civil Engineering. The University of Queensland, Brisbane, Austrália, 2005.
- [61] GONZALEZ, C. A. e CHANSON, H. - Scale Effects in Moderate Slope Stepped Spillways. **8th National Conference on Hydraulics in Water Engineering**, Australia, 2004.
- [62] HAGER, W. H. – Energy Dissipation and hydraulic jump. **Kluwer Academic Publishers**, Dordrecht, 1992.
- [63] HANSEN, K. D. – Roller compacted concrete dams worldwide. **Water Power & Dam Construction Handbook**, 1987.

- [64] HOUGHTON, D. L., BORGE, O. E. e PAXTON, J. A. – Cavitation Resistance of some special concretes. **ACI Journal**, páginas 664-667, dezembro, 1978.*
- [65] HOUSTON, K. L. - Hydraulic model studies of Upper Stillwater dam stepped spillway and outlet works. **REC-ERC-87-6 - U. S. Department of Interior Bureau of Reclamation**, Denver, EUA, outubro de 1987.
- [66] JOHNSON, V. E. - Mechanics of cavitation. **Journal of Hydraulics Division**. volume HY 3, páginas 251-275, 1963.
- [67] JOSEPH D. D - Cavitation and the state of stress in a flowing liquid. **J. Fluid Mech.**, volume 366, páginas 367–378, 1998.
- [68] KAZEMIPOUR, A. K. e APELT, C. J. - Effects of irregularity of form on energy losses in open channel flow. **Australian Civil Engineering Transactions**, volume CE25, páginas 294-299, 1983.*
- [69] KELLER, R. J. e RASTOGUI, A. K. – Design chart for predicting critical point on spillways. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, volume 103, nº HY12, páginas 1417-1429, 1977.
- [70] LEJEUNE, A.; LEJEUNE, M. e LACROIX, F. – Study of skimming flow over stepped spillways. **Proc. Int. Conf. On Modelling, Testing and Monitoring for Hydro Powerplants**, HP&D, Budapeste, Hungria, julho, páginas 285-294, 1994.*
- [71] LOPARDO, R. A. – Modelación física de flujo macroturbulento en estructuras hidráulicas. **Apuntes de ingeniería**, volume 19 nº 2 páginas 5-20, Santiago de Chile, 1996.
- [72] LOPARDO, R. A. – Notas sobre fluctuaciones macroturbulentas de presión, medición, análisis y aplicación al resalto hidráulico. **Revista Latino Americana de Hidráulica**, Nº 2, páginas 109-154, São Paulo, Brasil, setembro 1987.
- [73] LOPARDO, R. A.; DE LIO, J. C.; VERNET, G. F. - Physical modeling cavitation tendency for macroturbulence of hydraulic jump. **International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures**, Coventry, Inglaterra, BHRA Fluid Engineering, Paper C3, páginas 109-121, 1982.

- [74] MANSO, P. A. e SCHLEISS, A. – Stability of concrete macro-roughness linings for overflow protection of earth embankment dams. **Can. Journal Civil Eng.**, volume 29, páginas 762-776, 2002.
- [75] MATEOS IGUÁCEL, C. e ELVIRO GARCIA, V. - Initiation of aeration in stepped spillways. **Anais do 27º IAHR**, San Francisco (EUA) – volume D, páginas 589-594, 1997.
- [76] MATEOS IGUÁCEL, C. e ELVIRO GARCIA, V. - The use of stepped spillways in energy dissipation. **International Symposium on dams and extreme floods - ICOLD**, Granada, Espanha, setembro, 1992.
- [77] MATLAB 5.3.0.29215A (R11) – Matlab. The language of technical computing. Copyright 1984-1988. **The MathWorks, Inc.**, 1998.
- [78] MATOS, J. S. G. – Discussion of Characteristics of skimming flow over stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, novembro, 2000.
- [79] MATOS, J. S. G. – Discussion of Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, dezembro, 2000.
- [80] MATOS, J. S. G. – Discussion of Onset of skimming flow on stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, junho, 2001.
- [81] MATOS, J. S. G. - Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus. Dissertação de doutoramento, Instituto Técnico Superior, Portugal, 1999.
- [82] MATOS, J. S. G. e QUINTELA, A. C. – Descarregadores de cheias em degraus. Posição actual da avaliação da dissipação de energia. **XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa**. 1995.
- [83] MATOS, J. S. G.; QUINTELA, A. e RAMOS, C. M. - Sobre a protecção contra erosão de cavitação em descarregadores de cheias em degraus. **Recursos Hídricos**, 2001.
- [84] MATOS, J. S. G.; SÁNCHEZ-JUNY, M.; QUINTELA, A.; DOLZ, J - Characteristic Depth and Pressure Profiles in RDZ over Stepped Spillways. **Proceedings XXVIII IAHR Congress**, Graz, Austria, 1999.

- [85] MEIRELES, I. O. C – Caracterização do escoamento deslizante sobre turbilhões e energia específica residual em descarregadores de cheias em degraus. **Dissertação de mestrado**. Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico, 2004.
- [86] MITRA, S. K. – Digital Signal Processing. A computer-based approach. **McGraw-Hill International Edition**. 3ª Edição, 2006.
- [87] MÖLLER, S. V. e SILVESTRINI, J. H. - Turbulência: fundamentos. **IV Escola de Transição e Turbulência**. Porto Alegre, RS, Brasil, 2004.
- [88] MOUSSON, J. M. – Pitting resistance of metals under cavitation conditions. **Trans. ASME**, 59, página 399-408, 1937.*
- [89] OHTSU, I. e YASUDA, Y. – Characteristics of flow conditions on stepped channels. **Proc. 27th IAHR Biennial Congress**. São Francisco, páginas 583-588, 1997.*
- [90] OHTSU, I. e YASUDA, Y. – Discussion of Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. **Journal of Hydraulics Research**, volume 33, nº 1, 1995.
- [91] OLINGER, J. C. - Contribuição ao estudo da distribuição de pressões nos vertedouros em degraus. **Tese de doutoramento**. Universidade de São Paulo, 2001.
- [92] OLINGER, J. C. e BRIGHETTI, G. - Contribuição ao estudo da distribuição de pressões nos vertedouros em degraus. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**, São Paulo, 2002.
- [93] PEGRAM, G. G. S.; OFFICER, A. K. e MOTTRAM, S. R. – Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 125, nº 5, maio, 1999.
- [94] PETERKA, A. J. - The effect of entrained air on cavitation pitting. **Minnesota International Hydraulics Convention - Proceedings Minneapolis: IAHR / ASCE**, páginas 507-518, Minneapolis, Estados Unidos, 1953.
- [95] PEYRAS, L.; ROYET, P.; DEGOUTTE, G. – Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs. **Journal of Hyd. Engrg.**, ASCE, volume 118, nº 5, páginas 707-717, 1992.

- [96] PINHEIRO, A. N. e RELVAS, A. T. – Descarregadores de cheias não convencionais sobre barragens de aterro. O presente e o futuro da sua aplicação em Portugal. **Recursos Hídricos**, volume 20, nº 1, maio, 1999.
- [97] PINHEIRO, A. N.; CUSTÓDIO, C. M.; RELVAS, A. T. – Spillways over earth dams lined with wedge-shaped pré-cast concrete blocs: design criteria, construction aspects and cost estimate. **Dam Maintenance and Rehabilitation**, Llanos et al. (eds), Swets e Zeitlinger, Lisse, 2003.
- [98] POGGI, B. – Sopra gli scaricatori a scala di stramazzi. **L'Energia Elettrica**, volume 26, páginas 600-604, 1949.*
- [99] POVH, P. H. - Avaliação da energia a jusante de vertedouros em degraus com fluxos em regime skimming flow. **Dissertação de mestrado**. UFPR, dezembro, 2000.
- [100] PRAVDIVETS, Y. P. e BRAMLEY, M. E. – Stepped protection blocks for dam spillways. **Water Power & Dam Construction**, julho, páginas 49-56, 1989.
- [101] PUERTAS, J. - Critérios hidráulicos para el diseno de cuencos de disipacion de energia en presas boveda convertido libre por coronacion. **Tese de doutorado**. Universitat Politècnica de Catalunya, 1994.*
- [102] RAJARATNAM, N. - Skimming flow in stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 116, nº 4, páginas 587-591, 1990.
- [103] RASMUSSEN, R. E. H. – Some experiments on cavitation erosion in water mixed with air. **Proc. 1955 NPL Symp. On Cavitation in Hydrodynamics**. Paper 20, HMSO, Londres, 1956.*
- [104] RENNA, F. M. - Caratterizzazione fenomenologica del moto di un fluido bifásico lungo scaricatori a gradini. **Tese de doutoramento (em italiano)**, Universidade Técnica de Bari, Bari, Itália, 2004.
- [105] ROOD E. P. - Review: mechanisms of cavitation inception. **J. Fluids Eng.**, volume 113, páginas 163–175, 1991.
- [106] RUSSELL S. O. e SHEEHAN, G. J. – Effect of entrained air on cavitation damage. **Canadian Journal of Civil Engineering**, volume 1, 1974.*

- [107] SANAGIOTTO, D. G. - Características do escoamento sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:0,75H. **Dissertação de mestrado**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, novembro de 2003.
- [108] SÁNCHEZ-JUNY, M. - Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados em presas de hormigón compactado. Análisis del campo de presiones. **Dissertação de doutoramento**. Universidade Politécnica da Catalunha, 2001.
- [109] SÁNCHEZ-JUNY, M. e DOLZ, J. - Characterization of the pressure field over a stepped spillway in roller compacted concrete dams - **IV Intl. Symposium on RCC dams**. 2002.
- [110] SÁNCHEZ-JUNY, M. e DOLZ, J. - Experimental study of transition and skimming flows on stepped spillways in RCC dams: qualitative analysis and pressure measurements. **Journal of Hydraulic Research**, volume 43, nº 5, 2005.
- [111] SARKARIA, G. S. e ANDRIOLO, F.R. - Special factors in design of high RCC gravity dams part I. **International Water Power & Dam Construction**, abril, 1995.
- [112] SORENSEN, M. - Stepped spillway hydraulic model investigation. **J. of Hydraulic Engineering**, ASCE, volume 111, nº 12, páginas 1461-1472, 1985.
- [113] STEPHENSON, D. - Energy dissipation down stepped spillways. **International Water Power and Dam Construction**, páginas 27-30, setembro, 1991.
- [114] STURGES, H. A. - The choice of a class interval. **J. Am. Statist. Assoc.**, volume 21, páginas 65-66, 1926.*
- [115] TATEWAR, S. P.; INGLE, R. N. e POREY, P. D. - Discussion of Onset of skimming flow on stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, junho, 2001.
- [116] TOMITA, Y. e SHIMA, A. - Mechanism of impulsive pressure generation and damage pit formation by bubble collapse. **J. Fluid Mech.**, volume 169, páginas 535-564, 1986.
- [117] TOSO, J. W. e BOWERS, C. E. - Extreme pressures in hydraulic-jump stilling basins. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 114, nº 8, agosto, 1988.
- [118] TOZZI, M. J. - Caracterização / comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus. **Tese de doutorado**. Universidade de São Paulo, 1992.

- [119] U.S. BUREAU OF RECLAMATION – Design of Small Dams. **Water Resources Technical Publication**, 3ª edição, 1987.
- [120] WOOD, I. R. – Air entrainment in high speed flows. **Proc. Int. Symp. On Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures**, IAHR, Esslingen am Neckar, setembro, Alemanha, ed. H. Kobus, paper 4.1, página 4.1.-1-4.1-7, 1984.
- [121] WOOD, I. R. – Air water flows. **Proc. 21th IAHR Congress**, Keynote Address, Melbourne, Austrália, páginas 18-29, 1985.*
- [122] WOOD, I. R. – Uniform flow region of self-aerated flow. **J. of Hydraulics Division**, ASCE, volume 109, nº3, página 447-461, 1983.
- [123] WOOD, I. R.; ACKERS, P. e LOVELESS, J. – General method for critical point on spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, volume 109, nº 2, fevereiro, 1983.

* Trabalhos não consultados diretamente.

ANEXO A.1 PROJETOS DAS CALHAS

Aqui serão apresentados os projetos das calhas vertentes com degraus com alturas de 0,03 m e 0,06 m, suas dimensões e as posições das tomadas de pressões.

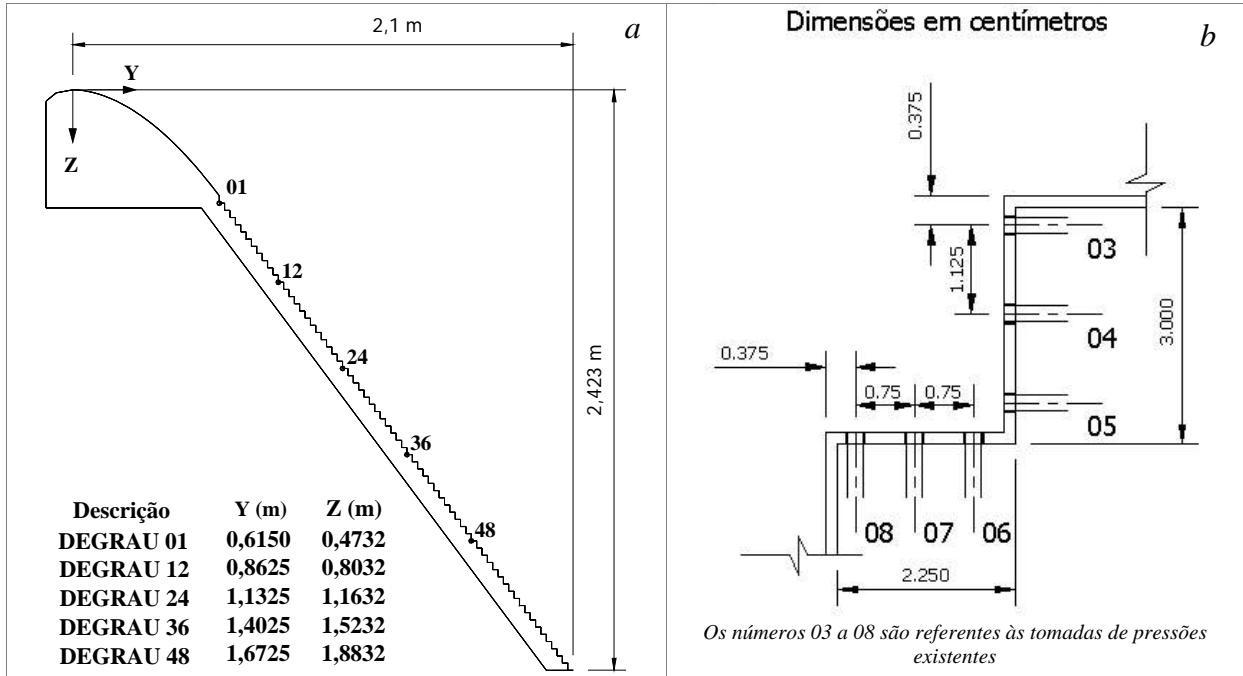


Figura A.1. 1 - Calha com degrau de 0,03 m e declividade IV:0,75H (a) posição dos degraus instrumentados com transmissores de pressão com coordenadas do canto interno; (b) detalhe das tomadas de pressões nos degraus.

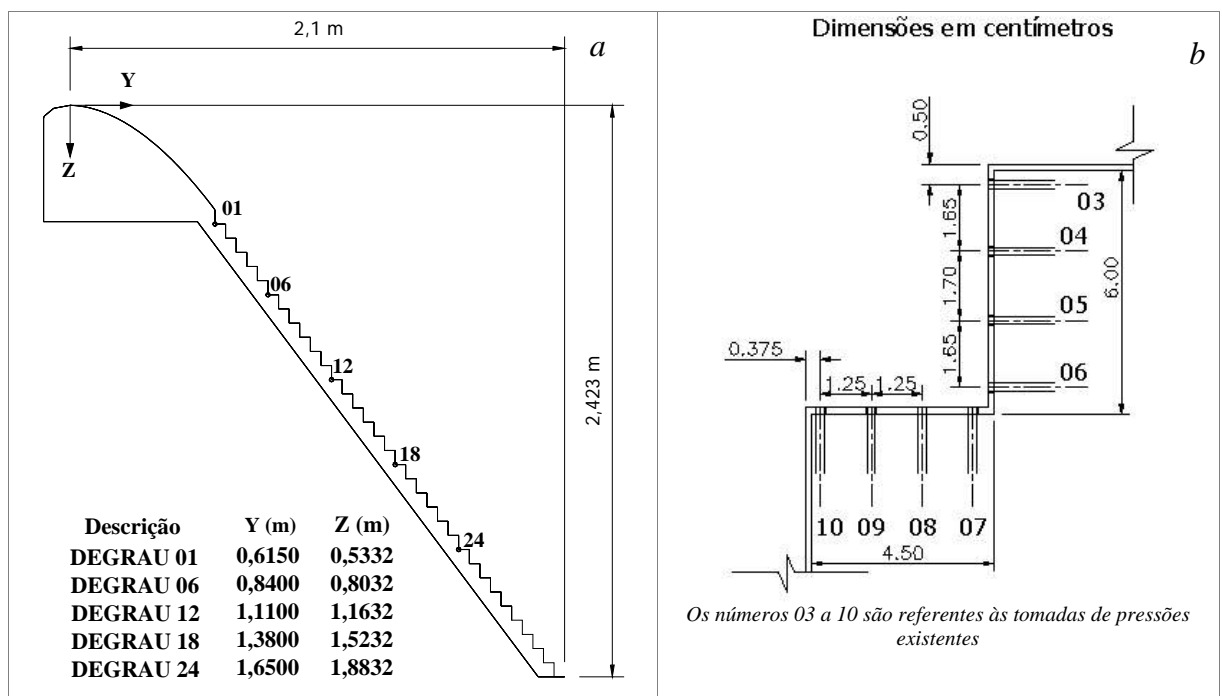


Figura A.1. 2 - Calha com degrau de 0,06 m e declividade IV:0,75H (a) posição dos degraus instrumentados com transmissores de pressão com coordenadas do canto interno; (b) detalhe das tomadas de pressões nos degraus.

ANEXO A.2 DEFINIÇÕES

Anexo A.2.1 MOMENTOS ESTATÍSTICOS

Os valores médios (P_m), desvios-padrão (σ_p), coeficientes de assimetria (c_a) e de curtose (k_u) empregados nas análises do campo de pressão foram definidos conforme apresentado nas formulações adiante.

Média amostral:

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^N P_i}{N} \quad (A.2. 1)$$

Desvio padrão amostral:

$$\sigma_p = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (P_i - P_m)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (A.2. 2)$$

Coefficiente de assimetria da amostra:

$$c_a = \frac{(1/N) \cdot \sum_{i=1}^N (P_i - P_m)^3}{\sigma_p^3} \quad (A.2. 3)$$

Coefficiente de curtose da amostra:

$$k_u = \frac{(1/N) \cdot \sum_{i=1}^N (P_i - P_m)^4}{\sigma_p^4} \quad (A.2. 4)$$

sendo:

N - número de pontos da amostra de pressão P_i registrada com uma frequência de aquisição de 50 Hz.

Anexo A.2.2 FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL (FDE). PERIODOGRAMA MÉDIO ESTIMADO SEGUNDO MÉTODO DE WELCH

A função de densidade espectral (FDE) de um sinal ergódico finito $P[n]$ (caracterizada pela amostra de pressão em um ponto determinado) pode ser definida pelo teorema de Wiener-Khinchine, segundo **Mitra (2006)[86]**, como:

$$E_{PP}(f) = \sum_{l=-\infty}^{\infty} \phi_{PP}[m] \cdot \exp\left(-j \cdot \frac{2\pi f}{f_a} \cdot m\right) \quad (A.2. 5)$$

$$\phi_{PP}[m] = E \left(P[n+m] P^*[n] \right) \quad (A.2. 6)$$

sendo:

f_a - frequência de aquisição;

$E(\cdot)$ - valor esperado;

$*$ - designação do valor conjugado complexo;

$j = \sqrt{-1}$ é a unidade imaginária;

$\phi_{PP}[m]$ - função de autocorrelação.

A transformada de Fourier (TF) dessa função de densidade espectral com janelas $w[n]$ de comprimento n é obtida por:

$$TF \left(\exp^{j \frac{2\pi f}{f_a} n} \right) = \sum_{n=0}^{N-1} P[n] \cdot w[n] \cdot \exp \left(-j \frac{2\pi f}{f_a} n \right) \quad 0 \leq n \leq N-1 \quad (A.2. 7)$$

Caso haja sobreposição de K elementos entre as janelas, a equação anterior torna-se:

$$TF^{(r)} \left(\exp^{j \frac{2\pi f}{f_a} n} \right) = \sum_{n=0}^{N-1} P[n+r \cdot K] \cdot w[n] \cdot \exp \left(-j \frac{2\pi f}{f_a} n \right) \quad 0 \leq n \leq N-1, 0 \leq r \leq R-1 \quad (A.2. 8)$$

sendo:

R - número de periodogramas empregados, decorrentes do número de janelas utilizadas.

Então, a estimativa $\hat{E}_{PP}^W(f)$ do espectro de potência $E_{PP}(f)$, segundo o método de Welch, é obtido usando:

$$\hat{E}_{PP}^W(f) = \frac{1}{R} \sum_{r=1}^{R-1} \frac{1}{C_n N} \cdot \left| TF^{(r)} \left(\exp^{j \frac{2\pi f r}{f_a}} \right) \right|^2 \quad (\text{A.2. 9})$$

sendo: C_n - constante de normalização dada por:

$$C_n = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} |w[n]|^2 \quad (\text{A.2. 10})$$

No emprego do programa **Matlab (1998)[77]**, adotou-se o comprimento da janela conforme a metodologia de *Hamming*, descrita pela seguinte formulação:

$$w[n] = 0,54 - 0,46 \cdot \cos \left[2\pi \cdot \left(\frac{n-1}{N-1} \right) \right] \quad n = 1, 2, 3, \dots, N \quad (\text{A.2. 11})$$

sendo: n positivo e inteiro.

Do delineamento da funções de densidade espectral é possível obter uma importante descrição sobre as escalas responsáveis pela aleatoriedade do fenômeno. Segundo **Mitra (2006)[86]** e pelo teorema de Wiener-Khintchine, a transformada inversa do periodograma médio de um sinal com média nula é igual à variância do mesmo sinal, dado por:

$$\sigma_p^2 = \frac{1}{f_a} \int_{-0,5f_a}^{0,5f_a} \hat{E}_{PP}^W(f) df \quad (\text{A.2. 12})$$

Anexo A.2.3 FUNÇÕES DE CORRELAÇÕES TEMPORAIS

As funções de autocorrelação e de correlações cruzadas empregadas pelo **Matlab (1998)[77]** estão definidas adiante.

No caso da análise entre duas variáveis ergódicas adquiridas ao mesmo tempo $P_1[n]$ e $P_2[n]$ ($-\infty < n < \infty$), a função de correlação pode ser descrita por:

$$\phi_{P_1 P_2}[m] = E \left(P_1[n+m] P_2^*[n] \right) \quad (\text{A.2. 13})$$

sendo sua estimativa é dada por:

$$\hat{\phi}_{P_1, P_2}[m] = \begin{cases} \sum_{n=0}^{N-m-1} P_1[n+m] P_2^*[n] & m \geq 0 \\ \hat{\phi}_{P_2, P_1}^*[-m] & m < 0 \end{cases} \quad (A.2. 14)$$

Anexo A.2.4 FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILÍSTICA DE MÍNIMOS DE WEIBULL (FDAW) EMPREGADA PARA A COMPARAÇÃO COM OS DADOS DE AMADOR (2005)

A função de distribuição acumulada do tipo III (Weibull) para mínimos, segundo **Benjamin e Cornell (1970)[14]**, tem a seguinte forma:

$$FDAW(P_{min}/\gamma) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{P_{min}/\gamma - \varepsilon_w}{\nu_w - \varepsilon_w} \right)^\kappa \right] \quad P_{min}/\gamma \geq \varepsilon_w \quad (A.2. 15)$$

Os três parâmetros ν_w , κ e ε_w compõem a FDAW. O parâmetro ε_w representa o limite inferior para as pressões mínimas. **Amador (2005)[1]** considerou que o máximo desvio negativo, tendo como referência a pressão média, não poderia ultrapassar a energia cinética do fluxo disponível no local. Então, o referido autor estimou o parâmetro ε_w a partir de:

$$\varepsilon_w = P_m/\gamma - \alpha_c \frac{U_m^2}{2g} \quad (A.2. 16)$$

sendo:

P_m - pressão média do escoamento;

$\alpha_c U_m^2/2g$ - energia cinética do fluxo na posição externa da extremidade do paramento vertical, ou horizontal, e α_c é o coeficiente de Coriolis adotado como 1,16; conforme proposição de **Matos (1999)[81]**.

O mesmo procedimento foi adotado no presente estudo.

Para a estimativa dos parâmetros ν_w , κ e ε_w , utilizou-se o método dos momentos (**Benjamin e Cornell, 1970[14]**), donde se deriva:

$$\overline{P_{min}/\gamma} = \frac{1}{N_{min}} \sum_{i=1}^n P_{min}/\gamma = \varepsilon_w + (v_w - \varepsilon_w) \cdot \Gamma \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) \quad (A.2. 17)$$

$$\sigma_{P_{min}/\gamma}^2 = \frac{1}{N_{min} - 1} \sum_{i=1}^n (P_{min}/\gamma - \overline{P_{min}/\gamma})^2 = (v_w - \varepsilon_w)^2 \cdot \left[\Gamma \left(1 + \frac{2}{\kappa} \right) \cdot \Gamma^2 \left(1 + \frac{1}{\kappa} \right) \right] \quad (A.2. 18)$$

A série de mínimos $[P_{min}/\gamma^{(1)}, P_{min}/\gamma^{(2)}, P_{min}/\gamma^{(3)}, \dots, P_{min}/\gamma^{(n)}]$ deverá ser constituída de variáveis aleatoriamente independentes. Essa série de mínimos é oriunda da subdivisão do registro de pressões (t_a) em intervalos de tempos (Δt) suficientemente compridos, donde, em cada subtrecho, se calcula um valor mínimo. No presente estudo, como no realizado por **Amador (2005)[1]**, foram considerados Δt não inferiores a um segundo.

A aderência da distribuição probabilística a série de mínimos foi verificada pela aplicação do teste de Kolmogorov-Smirnov:

$$D_{if} = \max_{i=1}^n \left[\left| i/N_{min} - F(P_{min}/\gamma^{(i)}) \right| \right] \quad (A.2. 19)$$

Comparando os valores da FDAW com os dos histogramas acumulados da série de mínimos, aceita-se a hipótese nula (H_0) que P_{min}/γ tem uma FDP de mínimo de Weibull se o valor de D_{if} for inferior ao valor crítico (Cr) dado pela Tabela A.2. 1:

Tabela A.2. 1 - Valores críticos (Cr) para o teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov.

N_{min}	$\alpha_t = 10\%$	$\alpha_t = 5\%$	$\alpha_t = 1\%$
5	0,51	0,56	0,67
10	0,37	0,41	0,49
15	0,30	0,34	0,40
20	0,26	0,29	0,35
25	0,24	0,26	0,32
30	0,22	0,24	0,29
40	0,19	0,21	0,25
Maiores (N_{min})	$1,22/\sqrt{N_{min}}$	$1,36/\sqrt{N_{min}}$	$1,63/\sqrt{N_{min}}$

Fonte: Benjamin e Cornell (1970).

ANEXO A.3 RELAÇÃO ENTRE A PROFUNDIDADE CRÍTICA DO ESCOAMENTO E O CAMPO DE PRESSÃO NOS PATAMARES

Como mencionado no estudo do campo de pressão no interior da cavidade, pode-se constatar uma relação entre a profundidade crítica do escoamento e as pressões nos patamares, conforme ilustrada na Figura A.3. 1.

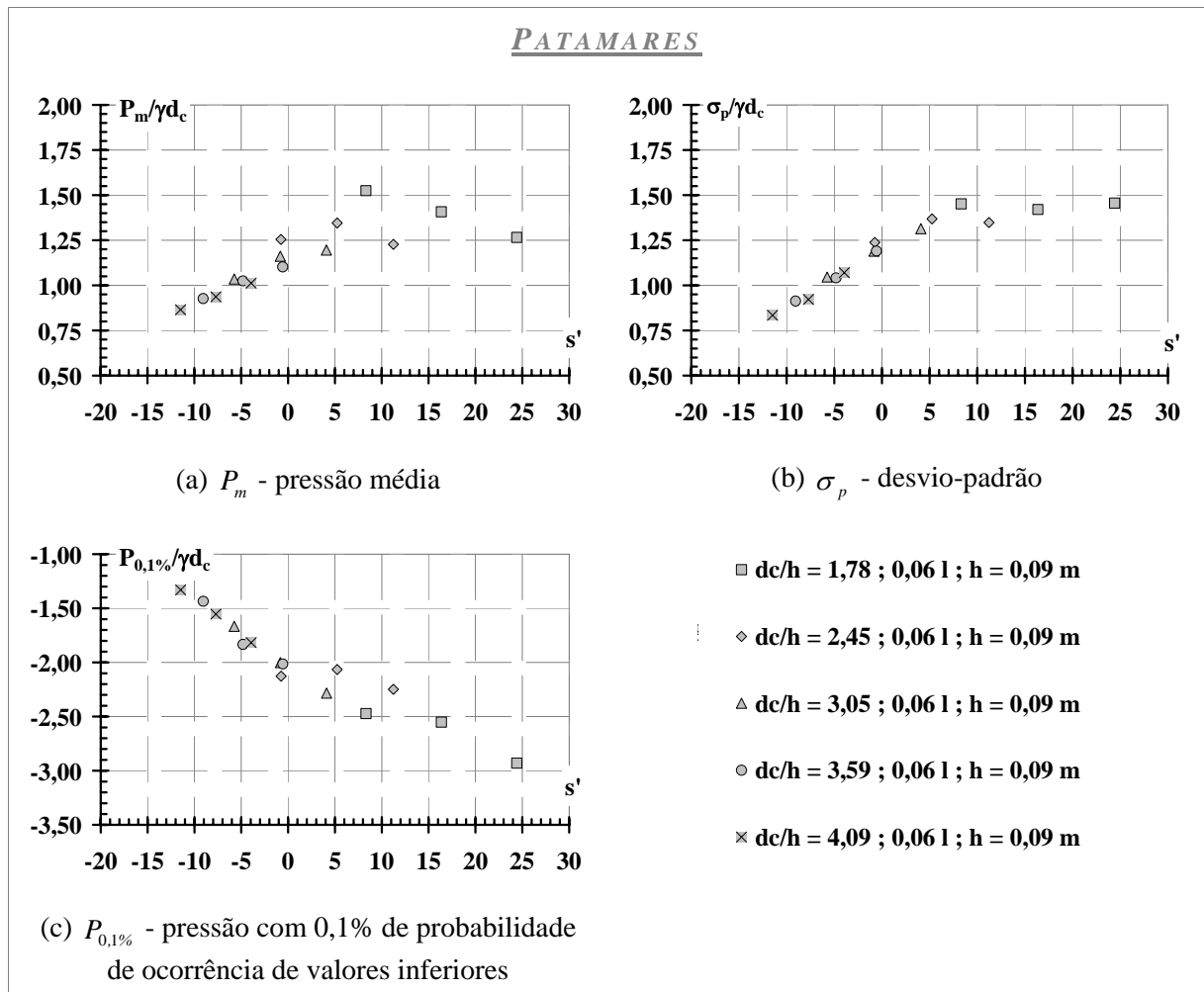


Figura A.3. 1 – Adimensionalização das pressões nos patamares pela profundidade crítica do escoamento (d_c).

Essa análise permite avaliar, rapidamente, as pressões no interior da cavidade apenas com a vazão específica de projeto. Uma vez que esse comportamento não foi verificado nos espelhos, julgou-se inviável essa adimensionalização para descrever o campo de pressões e, portanto, os MTES.

ANEXO A.4 HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIAS DE PRESSÕES. COMPARAÇÃO COM A DISTRIBUIÇÃO PROBABILÍSTICA NORMAL

Foram realizadas comparações entre os histogramas de frequências acumulados das amostras de pressões registradas com uma distribuição probabilística Normal (FDPN) para diferentes posições internas nos degraus e condições de escoamento.

As análises prévias indicaram que o aumento da concentração de ar no escoamento aproximaram os coeficientes de assimetria e de curtose das amostras de pressão registradas a uma FDPN, principalmente para as posições mais internas nas cavidades. Todavia, somente um degrau ($d_c/h = 1,12$; $h = 0,09$ m; $s'_m = 48,9$) analisado mostrou-se apresentar amostras de pressões similares a uma distribuição de probabilidade Normal. A Figura A.4. 1 apresenta esse resultado. Os dados de pressões foram normalizados conforme (A.4. 1).

$$Z_i = \frac{(P_i - P_m)}{\sigma_p} \quad \text{(A.4. 1)}$$

sendo: P_i - pressão registrada aleatoriamente a uma taxa de aquisição de 50 Hz, durante 3 minutos.

Para as tomadas de pressões localizadas nos espelhos foram verificadas as maiores semelhanças, e depois para a posição interna $y/l = 0,65$ no patamar.

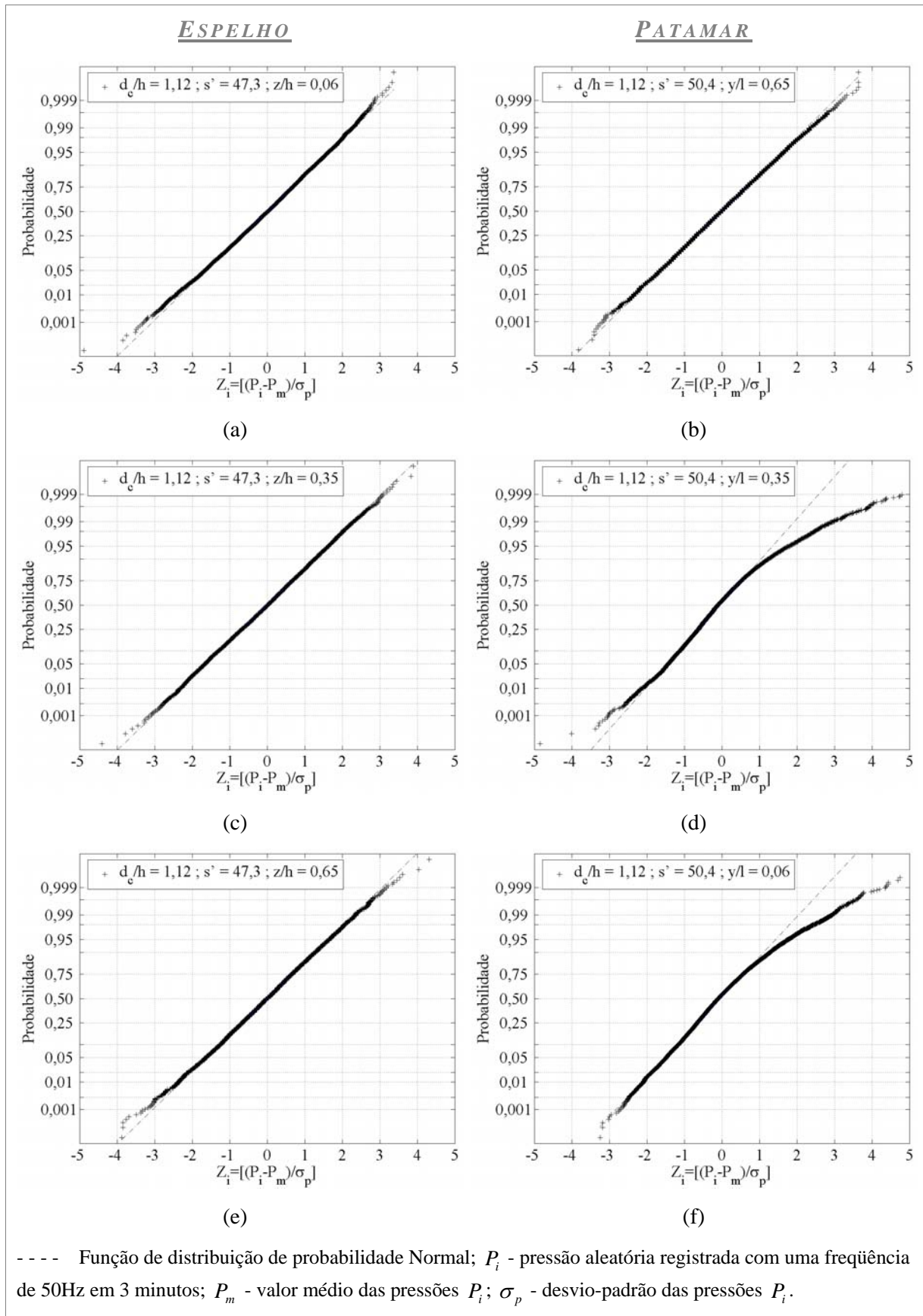


Figura A.4. 1 - Comparação do histograma de frequência acumulado das amostras de pressões normalizadas (Z_i) para $d_c/h = 1,12$; $h = 0,09$ m; $s'_m = 48,9$ com a função de distribuição de probabilidade Normal.

ANEXO A.5 ESTUDO DE AMOSTRAS DE LONGA DURAÇÃO. INFLUÊNCIA DO TEMPO DE AMOSTRAGEM NA DETERMINAÇÃO DE VALORES MÍNIMOS DE PRESSÃO

O Projeto de Pesquisa e de Desenvolvimento em que essa tese estava inserido tinha como objetivo avaliar o campo de pressão em calhas com declividades iguais a 1V:1H (45°) e 1V:0,75H (53,13°). Os resultados para a segunda declividade foram apresentados no corpo principal do texto. Entretanto, na fase final das campanhas experimentais desse projeto houve oportunidade de se realizar alguns ensaios de longa duração, mais precisamente, de 12 horas. Esses ensaios empregaram a calha com ângulo de 45° e degraus com altura igual a 0,06 m. As análises subseqüentes irão apresentar os resultados obtidos.

Neste estudo serão avaliados a influência: (a) do tempo de amostragem na determinação dos valores mínimos de $P_{0,1\%}$; (b) das diferentes metodologias para obtenção desse valor, bem como; (c) as diferenças encontradas entre os valores de pressão $P_{0,1\%}$ obtidos com 12 horas de registros e 3 minutos empregados no estudo recém apresentado. As pressões $P_{0,1\%}$ foram calculadas por:

- 1) valor de pressão observado amostralmente;
- 2) valor de pressão dado por histograma de frequência dividido em classes conforme sugerido por **Sturges (1926)[114] apud Benjamin e Cornell (1970)[14]**, (A.5. 1).

$$n_{classes} = 1 + 3,3 \cdot \log_{10} N \quad \text{(A.5. 1)}$$

sendo: N - número de pontos da amostra de pressão; $n_{classes}$ - número de classes empregadas para subdividir os histogramas de frequências das pressões.

- 3) valores de pressão dada pela função de distribuição acumulada de Weibull (FDAW).

Dois degraus foram instrumentados e três vazões selecionadas. Foi possível obter o campo de pressões a montante da SACL (Figura A.5. 1 e Figura A.5. 2 c), sobre a influência da SACL (Figura A.5. 1 e Figura A.5. 2 a) e no trecho completamente aerado do escoamento (Figura A.5. 1 e Figura A.5. 2 b).

Anexo A.5.1 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE AMOSTRAGEM NA METODOLOGIA DE DETERMINAÇÃO DE MÍNIMOS

Inicialmente, as amostras de 12 horas de duração (720 minutos) de pressão foram seccionadas nos tempos apresentadas na Tabela A.5. 1, ver Figura A.5. 1.

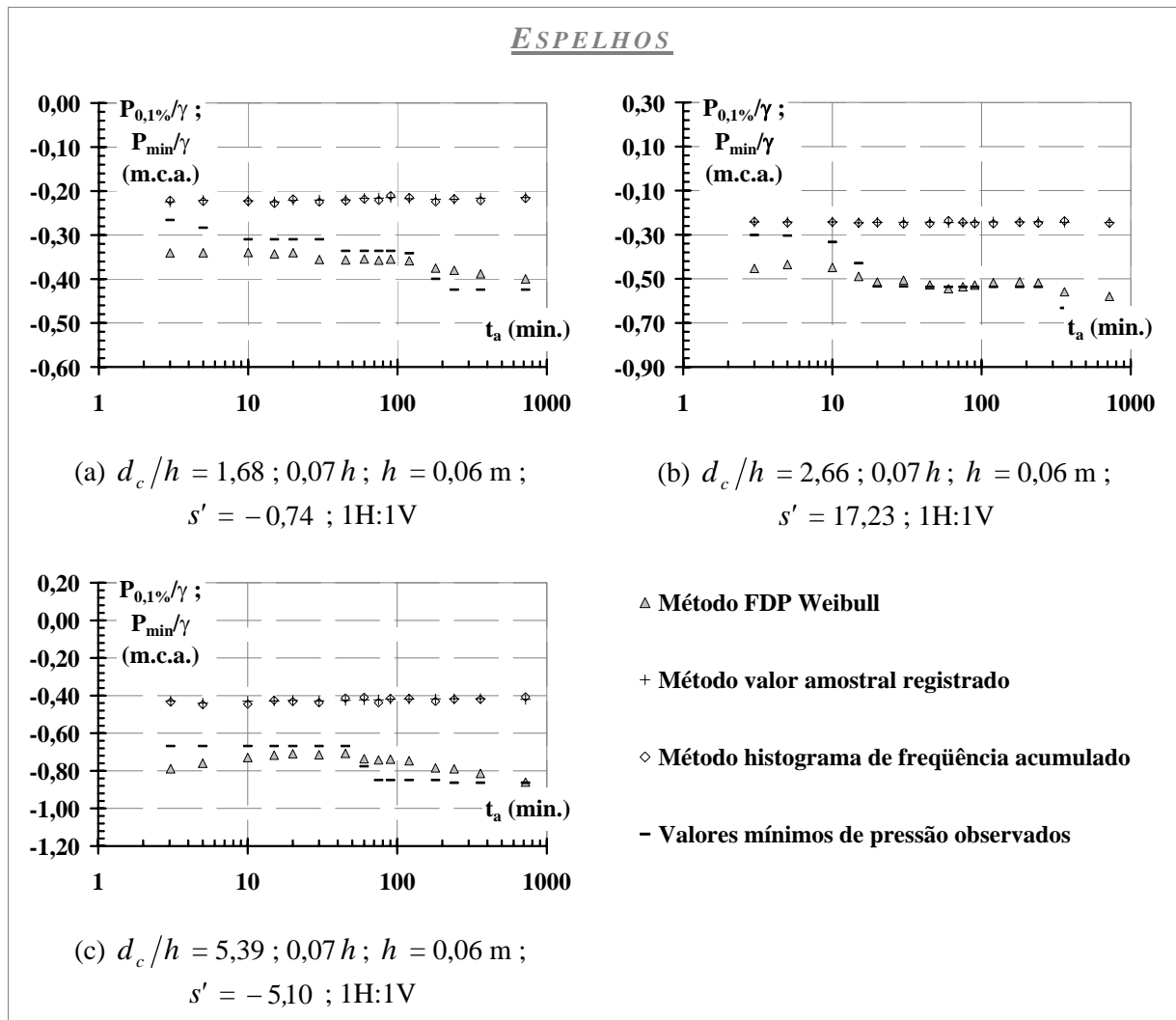


Figura A.5. 1 – Avaliação da influência do tempo de amostragem e metodologia na determinação de $P_{0,1\%}$.

É interessante notar que os valores amostrais observados e histogramas de frequências apresentaram pouca ou nenhuma diferença entre si, mostrando-se pouco sensíveis a influência do tempo de amostragem na determinação de seus valores, em contrapartida das demais metodologias empregadas. Os valores mínimos e as $P_{0,1\%}$ obtidos pela FDAW, para tempos de análise superiores a 20 minutos, indicaram a mesma ordem de grandeza, chegando a

diferenças de 50% em relação aos valores observados, empregados aqui para os MTES e LIPIC.

Tabela A.5. 1 - Influência do tempo de amostragem (t_a) e metodologia na determinação de pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$), para $d_c/h = 1,68$; $0,07 h$; $h = 0,06 m$; $s' = -0,74$; 1V:1H.

t_a (min)	$P_{0,1\%}/\gamma$ Weibull (m.c.a.)	$P_{0,1\%}/\gamma$ Valor observado (m.c.a.)	$P_{0,1\%}/\gamma$ Histograma (m.c.a.)	Mínimos Observados (m.c.a.)
3	-0,341	-0,224	-0,221	-0,266
5	-0,340	-0,221	-0,224	-0,283
10	-0,340	-0,222	-0,223	-0,310
15	-0,343	-0,224	-0,228	-0,310
20	-0,340	-0,221	-0,218	-0,310
30	-0,356	-0,221	-0,225	-0,310
45	-0,357	-0,220	-0,222	-0,336
60	-0,355	-0,217	-0,218	-0,336
75	-0,357	-0,216	-0,221	-0,336
90	-0,355	-0,215	-0,211	-0,336
120	-0,358	-0,217	-0,215	-0,341
180	-0,375	-0,219	-0,224	-0,400
240	-0,380	-0,219	-0,218	-0,424
360	-0,388	-0,216	-0,222	-0,424
720	-0,400	-0,215	-0,217	-0,424

Anexo A.5.2 AVALIAÇÃO DOS ERROS NA DETERMINAÇÃO DE VALORES $P_{0,1\%}$ COM DIFERENTES TEMPOS DE REGISTROS

Em outra análise, as mesmas amostras de pressões empregadas no item anterior foram divididas em várias outras menores com tamanhos correspondentes aos tempos referenciados na Tabela A.5. 1. Considerando o valor representativo da população de pressões $P_{0,1\%}$ igual ao encontrado nos ensaios de 12 horas, foi delineada a Figura A.5. 2. Os erros foram estimados

pelo critério apresentado na (A.5. 2) e estão graficados no eixo secundário das ordenadas (lado direito) da figura supracitada.

$$\varepsilon_{0,1\%} = \frac{\left[\left(P_{0,1\%} / \gamma \right)_{ta=3\text{min}} - \left(P_{0,1\%} / \gamma \right)_{ta=12\text{horas}} \right]}{\left(P_{0,1\%} / \gamma \right)_{ta=12\text{horas}}} \quad (\text{A.5. 2})$$

$$Z_{\varepsilon_{0,1\%}} = \left(\frac{\varepsilon_{0,1\%} - \overline{\varepsilon_{0,1\%}}}{\sigma_{\varepsilon_{0,1\%}}} \right) \quad (\text{A.5. 3})$$

Os maiores erros relativos encontrados estão nas amostras registradas para as posições $s' = -0,74$ e $s' = 17,23$. De maneira geral, pôde-se constatar uma tendência em se obter valores superiores de $P_{0,1\%}$ em relação ao encontrado em 12 horas de ensaios, o que é razoável.

Após esse procedimento, foram avaliadas as probabilidades de ocorrências dos erros apresentados na Figura A.5. 2 (a), (b) e (c). Foi, então, verificado que os erros normalizados conforme (A.5. 3), ajustavam-se, pelo teste de aderência de Kolmogorov–Smirnov para $\alpha_t = 0,05$ ($N_{min} = 240$)**, a uma distribuição de probabilidade Normal - $N_{ormal}(0,1)$ (Figura A.5. 3 d). Estima-se que a probabilidade ($P_{rb}[\varepsilon_{0,1\%}]$) de cometer um erro de 5% na obtenção de $P_{0,1\%}$ com 3 minutos de registros é de 17%, bem como para os erros máximos verificados têm-se:

- 1) para $s' = -5,10$ a $P_{rb}[\varepsilon_{0,1\%} | = 15\%] = 0,168\%$;
- 2) para $s' = -0,74$ a $P_{rb}[\varepsilon_{0,1\%} | = 20\%] = 0,021\%$;
- 3) para $s' = 17,23$ a $P_{rb}[\varepsilon_{0,1\%} | = 21\%] = 0,030\%$.

É importante salientar que a distribuição de probabilidade Normal ajustada para os erros normalizados obtidos por valores independentes de $P_{0,1\%}$ a cada 3 minutos de amostra não se correlaciona ao ajuste das pressões obtidas com uma frequência de 50 Hz e 3 minutos com a mesma distribuição. Portanto, a distribuição Normal pode se ajustar ao primeiro caso e não ao segundo.

** Em 12 horas de ensaios foram obtidos 240 valores independentes de $P_{0,1\%}$, decorrentes das amostras de 3 minutos.

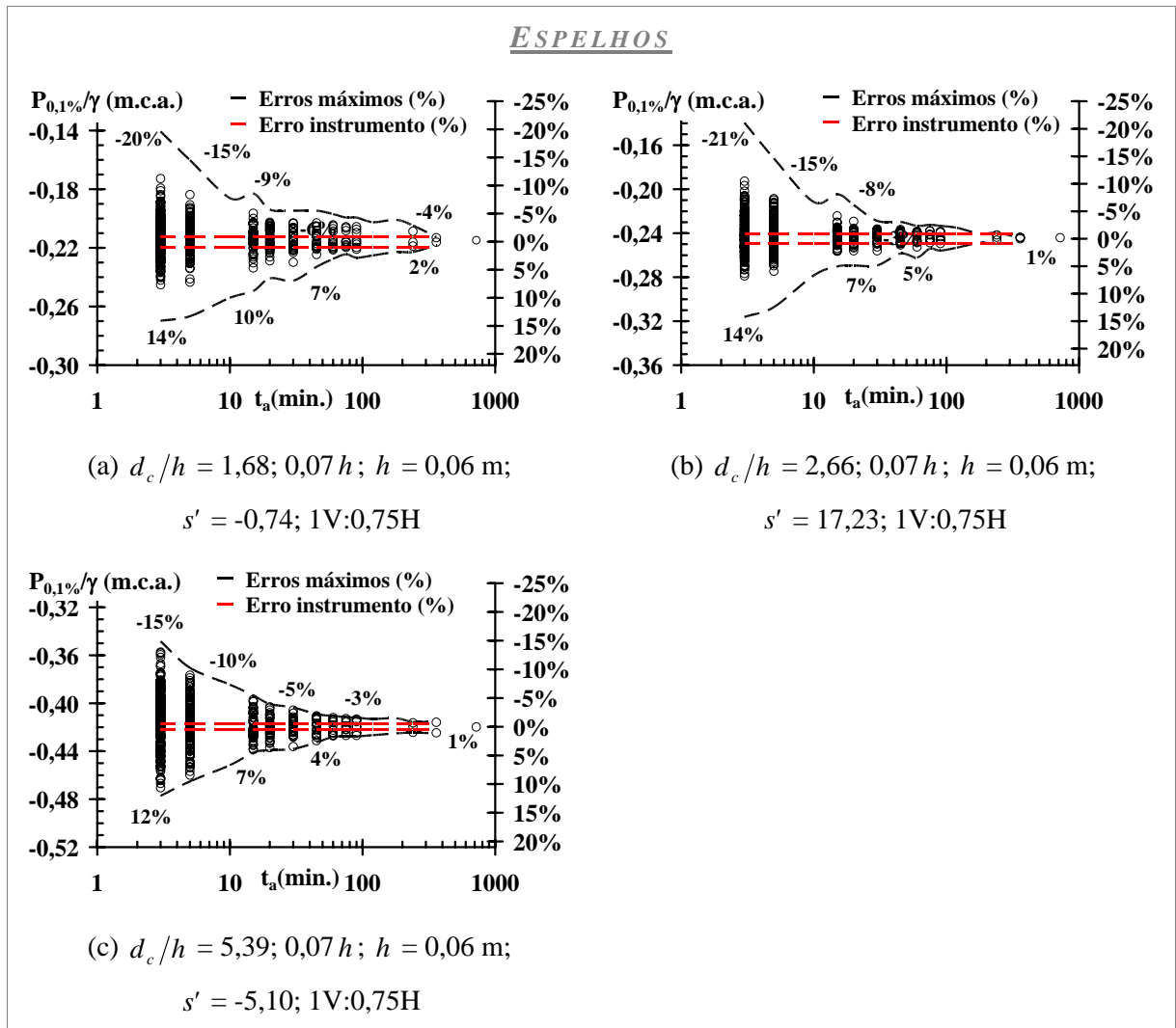


Figura A.5. 2 – Avaliação das diferenças entre os valores de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$) obtidos em diferentes tempos de amostragem (t_a).

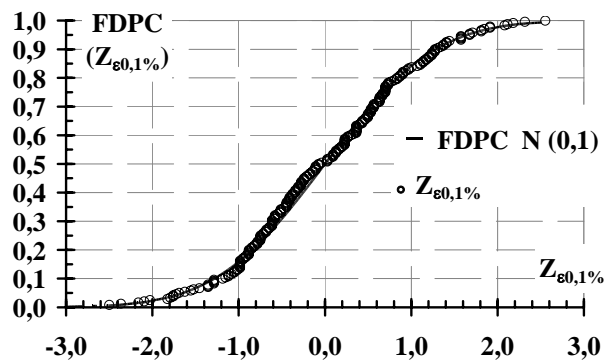


Figura A.5. 3 - Ajuste da função de distribuição de probabilidade acumulada (FDPC) Normal, de média nula e desvio-padrão unitário $N(0,1)$, aos erros normalizados ($Z_{\epsilon 0,1\%}$) obtidos da subdivisão do registro de 12 horas de duração em 240 amostras de 3 minutos para $d_c/h = 1,68; 0,07 h; h = 0,06 \text{ m}; s' = -0,74; 1V:1H$.

Anexo A.5.3 COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS OBTIDOS EM 12 HORAS DE REGISTROS PARA A CALHA COM DECLIVIDADE 1V:1H COM AS PRESSÕES OBTIDAS EM 3 MINUTOS NA CALHA COM DECLIVIDADE 1V:0,75H

Acredita-se que, se o padrão de solicitação de esforços for similar entre as calhas com diferentes declividades sujeitas ao mesmo fenômeno físico, os resultados obtidos nos itens anteriores poderão ser extrapolados para a calha de 1V:0,75H.

A Figura A.5. 4 compara os esforços obtidos nos ensaios de longa duração com os encontrados em 3 minutos de registro na calha com declividade 1V:0,75H e degraus de $h = 0,06$ m. Nota-se que para os espelhos dos degraus as principais características estatísticas das amostras registradas em 12 horas estão dentro da dispersão dos pontos obtidos com 3 minutos para a calha de 53,13°. Esse resultado é importante para o delineamento dos MTES e LIPIC. No caso dos patamares, o incremento da declividade alterou significativamente os esforços, impossibilitando a transposição das análises.

Anexo A.5.4 DURAÇÃO DE PERMANÊNCIA DE PRESSÕES INFERIORES A $P_{0,1\%}$ E SUA INFLUÊNCIA NA FORMAÇÃO DE NÚCLEOS CAVITACIONAIS

O objetivo dessa investigação é fornecer mais um subsídio aos critérios adotados na determinação dos limites de incipiência a cavitação a partir de pressões $P_{0,1\%}$. Este estudo baseou-se num procedimento de identificação de pressões consecutivas menores que o valor $P_{0,1\%}$ e na determinação duração média de permanência desses valores abaixo desse limite.

Os resultados são apresentados na Tabela A.5. 2. Apesar da baixa frequência de aquisição para o detalhamento da duração de permanência média ($\overline{t_{pe}}$), obteve-se, nas duas situações de escoamento analisadas ($s' = -5,10$ e $s' = -0,74$, posições sujeitas a erosão por cavitação), valores sistemáticos de 0,04 s, suficientemente superior ao tempo necessário entre o aparecimento de núcleos cavitacionais, crescimento e colapso (10^{-4} s) verificado por **Johnson (1963)[66]**. Essa constatação permite assumir que as $P_{0,1\%}$ obtidas em vertedouros em degraus são também capazes de formar núcleos cavitacionais como verificado para os ressaltos hidráulicos por **Lopardo (1996)[71]**.

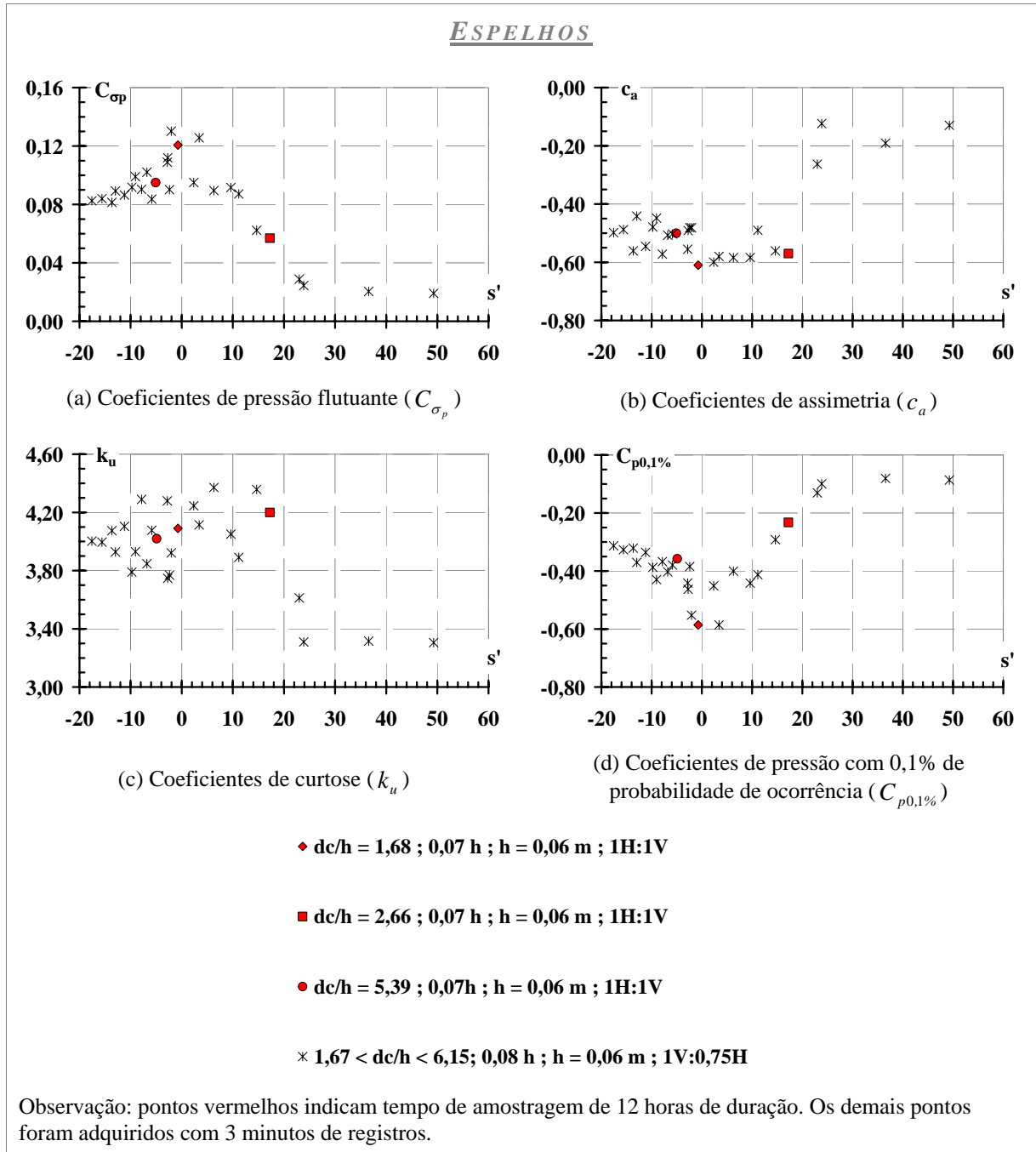


Figura A.5. 4 - Comparação entre os resultados obtidos em 12 horas de amostragem na calha com declividade 1V:1H e os adquiridos na calha com 1V:0,75H e degraus iguais a $h = 0,06 m$ e tempo de aquisição 3 minutos.

Tabela A.5. 2 - Análise do tempo de permanência de pressões consecutivas inferiores a $P_{0,1\%}$ e frequência de ocorrência desses eventos.

s'	$\overline{t_{pe}}$	$\overline{f_{t_{pe}}}$	$\sigma_{f_{t_{pe}}}$
-5,10	0,04 s	0,003 Hz	0,001 Hz
-0,74	0,04 s	0,007 Hz	0,001 Hz

Também se verificou as frequências médias ($\overline{f_{t_{pe}}}$) de ocorrência desses eventos (Tabela A.5. 2). Como esperado, os estudos apontaram a SACL ($s' = -0,74$) como a região mais susceptível a esses eventos. Em média, os resultados indicaram um evento a cada 143 segundos (0,007 Hz). Extrapolado para um protótipo ($\lambda_{red}=1:10$), corresponderia a 1 evento a cada 7 minutos.

ANEXO A.6 PRECISÃO NAS ESTIMATIVAS DE PRESSÕES PELA APLICAÇÃO DO MTES: COMPARAÇÃO COM OS DADOS EXPERIMENTAIS

Em virtude dos muitos modelos ajustados, optou-se por apresentar os erros nas estimativas de desvios padrão e pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores. Essas pressões hidrodinâmicas, no presente estudo, têm sua importância ressaltada no dimensionamento de vertedouros em degraus e na determinação de limites de incipiência a cavitação, respectivamente. Quanto as demais probabilidades de ocorrência, os erros poderão ser avaliados pela Figura 5.27 e pela Figura 5.25, bem como pelos coeficientes de correlação (r). A estimativa dos erros foram definidos pelas expressões (A.6. 1) e (A.6. 2).

$$\varepsilon_{\sigma_p_MTES} (\%) = \frac{\sigma_p / \gamma_{observados} - \sigma_p / \gamma_{obtido\ pelo\ MTES}}{\sigma_p / \gamma_{observados}} \cdot 100 \quad (A.6. 1)$$

$$\varepsilon_{0,1\%_MTES} (\%) = \frac{P_{0,1\%} / \gamma_{observados} - P_{0,1\%} / \gamma_{obtido\ pelo\ MTES}}{P_{0,1\%} / \gamma_{observados}} \cdot 100 \quad (A.6. 2)$$

Anexo A.6.1 ERROS PROVENIENTES DO EMPREGO DO MTES NOS ESPELHOS

Como já comentado, essa região é a mais desfavorecida pela estimativa de pressões médias e positivas extremas. Quanto aos desvios padrão e as $P_{0,1\%}$, foram obtidas as maiores diferenças entre os dados experimentais e os valores previstos (12%) na proximidade da seção de afloramento da camada limite (Figura A.6. 1). O erro do instrumento, neste caso, foi de $\pm 0,25\%$ do fundo de escala $\rightarrow \pm 0,002$ m.

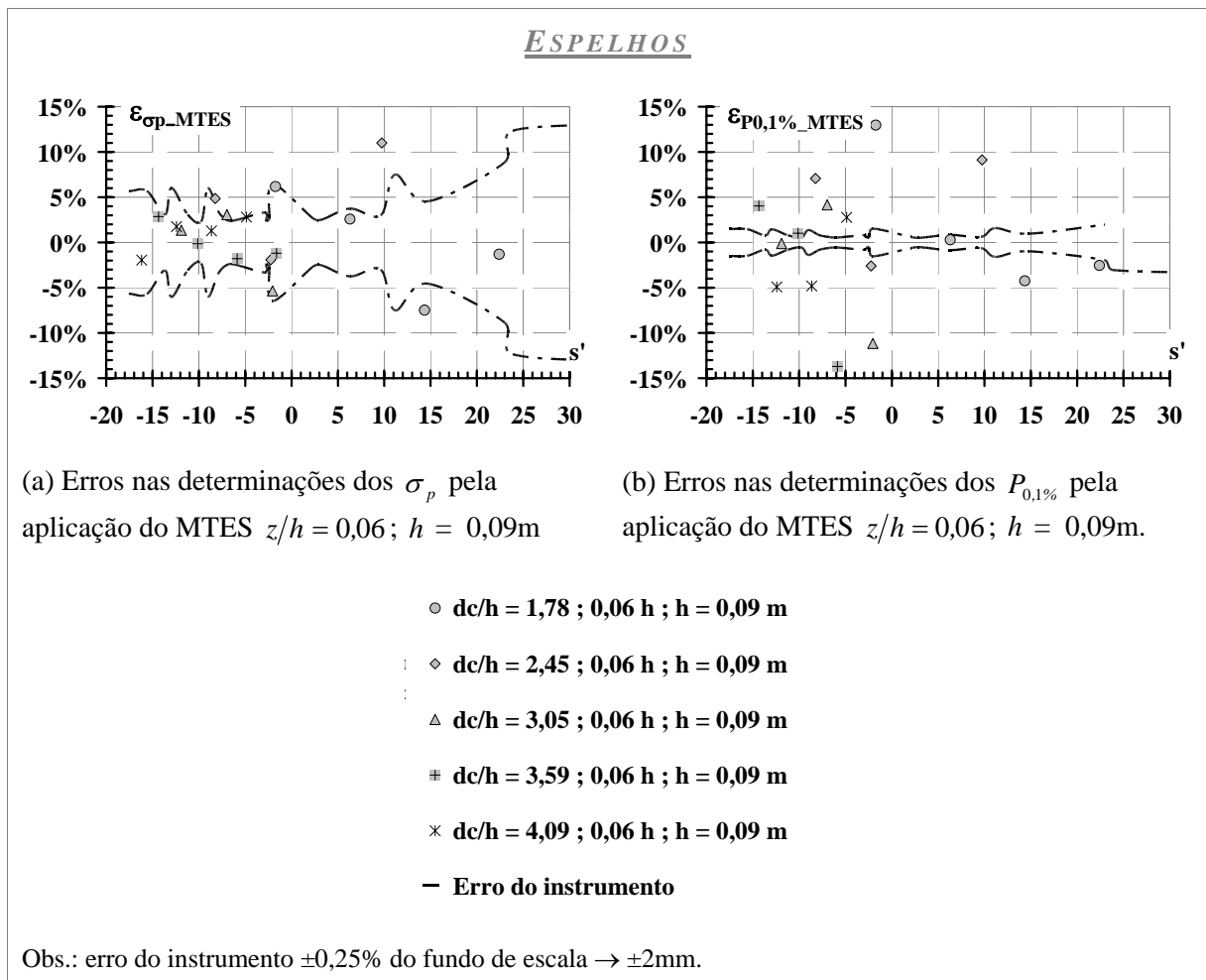


Figura A.6. 1 - Estimativa dos erros na previsão dos (a) desvios-padrão ($\varepsilon_{\sigma_p_MTES}$) e das (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($\varepsilon_{P_{0,1\%_MTES}}$) pela aplicação dos modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os espelhos.

Anexo A.6.2 ERROS PROVENIENTES DO EMPREGO DO MTES NOS PATAMARES

A avaliação de incerteza na previsão de pressão pelo MTES patamar pode ser verificada na Figura A.6. 2, como, também, os erros dos instrumentos. Os transdutores de pressões inseriram, nessa modelagem, uma incerteza média de $\pm 2,5\%$ ($\pm 0,50\%$ do fundo de escala e $\pm 0,009$ m.c.a.).

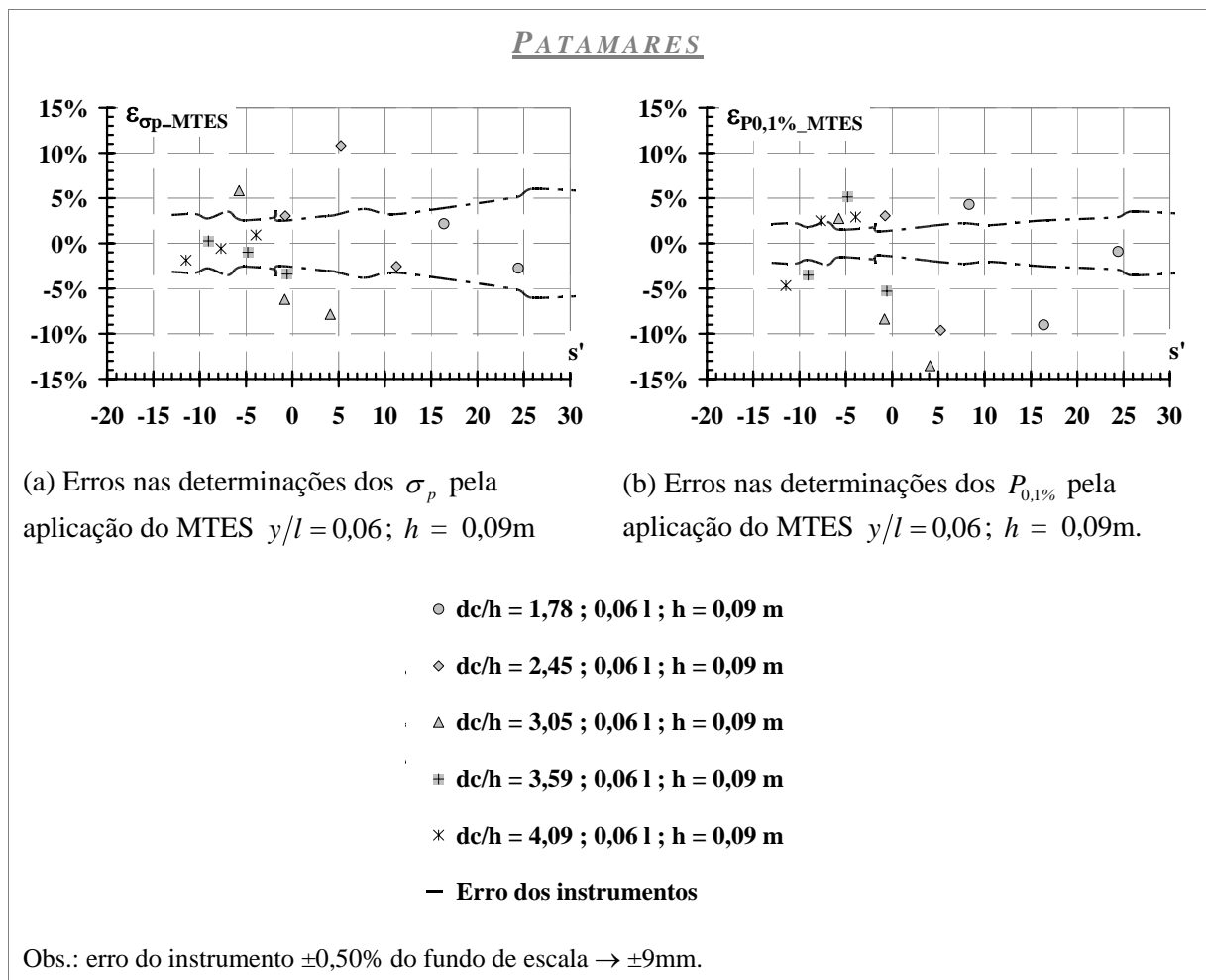


Figura A.6. 2 – Estimativa dos erros na previsão dos (a) desvios-padrão (ε_{σ_p}) e das (b) pressões com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ($\varepsilon_{P_{0,1\%}}$) pela aplicação dos modelos teórico-experimentais (MTES) desenvolvidos para os patamares.

Em geral, o máximo erro encontrado ficou em 11% para os MTES dos desvios-padrão e $P_{0,1\%}$, localizados entre as posições $-10 \leq s' \leq 0$.

Anexo A.6.3 DEMAIS FONTES DE ERROS

Além dos erros verificados pelo ajuste dos modelos, ainda podem ser atribuídas outras fontes de incertezas presentes nos dados, tais como:

1) Erro decorrente às características aleatórias do fenômeno estudado. A variação da posição de afloramento da camada limite, conseqüência da sua característica aleatória, pode inserir erros que explicariam a dificuldade dos MTES em representar o campo de pressão na proximidade dessa região. **Dai Prá (2004)[41]** verificou visualmente que o processo de início de aeração pode se movimentar longitudinalmente até seis vezes a profundidade do escoamento nessa seção;

2) Erros decorrentes aos instrumentos empregados;

3) Erros provenientes das imperfeições e/ou defeitos de construção dos degraus das calhas ensaiadas. Alguns degraus possuem dimensões inferiores ou superiores as especificações (máximo erro encontrado 1% e em média 0,2%). Além desses erros de dimensões, pôde ser verificado acabamentos irregulares nas extremidades externas de um ou dois degraus instrumentados, que poderia interferir no campo de pressão local. A influência dessa imprecisão de montagem da calha no ajuste do MTES é de difícil diagnóstico;

4) Instalação da mangueira conectora do orifício da tomada de pressão ao transdutor empregado. Esse procedimento pode ser considerado um dos mais laboriosos e delicados na montagem do sistema de medição de pressão. Qualquer protuberância ou vazamento nessa região comprometeria a tomada de pressão. Na calha com degraus com altura de 0,06m, foi verificado um problema em uma tomada de pressão (tomada de pressão n° 36), sendo descartada dos ajustes. Nas demais tomadas de pressões, não se conseguiu verificar qualquer anomalia nesse procedimento, seja pela análise de dados ou pela inspeção visual. Portanto, dentro das diferenças verificadas entre os MTES e as medições de pressões poderá ocorrer erros decorrentes dessa anomalia do sistema de aquisição;

5) Erros decorrentes às amostragens de curta duração, como analisado no Anexo A.5;

6) Determinação precisa das vazões ensaiadas e, conseqüentemente, das velocidades ocorrentes no modelo. Para o cálculo da velocidade do escoamento ao longo do vertedouro foram empregados os métodos sugeridos por **Meireles (2004)[85]** e **Matos (1999)[81]**. Seus

modelos também decorrem de medições experimentais, que também estão sujeitos a erros e incertezas associados às medições em modelos físicos;

7) Interferências eletromagnéticas, efeitos de temperatura e qualidade da água;

8) Efeitos de ar aprisionado no sistema de medição. A metodologia desenvolvida para a operação de instalação dos transdutores nos pontos de medições mostrou-se eficiente e rápida na obtenção de um meio isento de bolhas de ar visíveis a olho nu. Entretanto, à medida que o ensaio se desenvolvia, verificou-se, em algumas medições, o aparecimento de pequenas bolhas decorrentes do agrupamento daquelas microbolhas invisíveis a olho nu ou escondidas dentro do sistema conector do orifício e transdutor. Quando detectada sua presença, novos ensaios se realizavam, descartando a medição anterior. Por isso, antes e depois de cada aquisição, era verificado, em cada ponto de medição, o aparecimento de bolhas de ar. Pode ser que, eventualmente, não se tenha notado a presença delas.