

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO
AMBIENTAL

EDGAR FERNANDO TRIERWEILER NETO

CARACTERIZAÇÃO DAS ONDAS FORMADAS A JUSANTE DE UM VERTEDOURO
DE BAIXA QUEDA

PORTO ALEGRE

2020

EDGAR FERNANDO TRIERWEILER NETO

CARACTERIZAÇÃO DAS ONDAS FORMADAS A JUSANTE DE UM VERTEDOURO DE
BAIXA QUEDA

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de doutor.

Orientador: Eder Daniel Teixeira
Coorientador: Luiz Augusto Magalhães Endres

PORTO ALEGRE

2020

CIP - Catalogação na Publicação

Trierweiler Neto, Edgar Fernando
CARACTERIZAÇÃO DAS ONDAS FORMADAS A JUSANTE DE UM
VERTEDOIRO DE BAIXA QUEDA / Edgar Fernando Trierweiler
Neto. -- 2020.
254 f.
Orientador: Eder Daniel Teixeira.

Coorientador: Luiz Augusto Magalhães Endres.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas,
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e
Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. Ressalto hidráulico. 2. Ondas. 3. Proteção de
margens. 4. Baixo número de Froude. 5. Vertedouros de
baixa queda. I. Teixeira, Eder Daniel, orient. II.
Endres, Luiz Augusto Magalhães, coorient. III. Título.

EDGAR FERNANDO TRIERWEILER NETO
CARACTERIZAÇÃO DAS ONDAS FORMADAS A JUSANTE DE UM VERTEDOURO DE
BAIXA QUEDA

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de doutor.

Aprovado em: Porto Alegre, 16 de julho de 2020

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – UFRGS
Orientador

Prof. Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres – UFRGS
Coorientador

Prof^ª. Dr^ª. Ana Paula Gomes – FURG
Examinador

Prof. Dr. Eduardo Puhl – UFRGS
Examinador

Prof. Dr. Mauricio Dai Prá – UFRGS
Examinador

Dedico este trabalho aos meus pais, Edgar e Luci,
e aos meus irmãos, Álvaro e Roberta.

AGRADECIMENTOS

Agradeço meu orientador, professor Eder Daniel Teixeira, por sua amizade, pelo incentivo à realização deste trabalho e pela confiança depositada.

Agradeço ao meu coorientador, professor Luiz Augusto Magalhães Endres, pela didática exemplar e pelas valiosas colaborações.

Agradeço ao meu amigo e professor, Marcelo Giulian Marques, pelas conversas construtivas e pelo incentivo.

Ao Laboratório de Hidráulica Experimental de Furnas Centrais Elétricas, pelo apoio à realização deste doutorado.

Aos meus pais, meus irmãos e amigos, pela compreensão e amizade.

Agradeço principalmente aos meus colegas e amigos, Gilvan Carneiro e Pedro Ernesto de Albuquerque e Souza, pelo auxílio na execução dos ensaios. A colaboração de vocês foi imprescindível para a realização desta pesquisa.

RESUMO

A operação de vertedouros de barragens de baixa queda e grande vazão específica leva à formação de ressalto hidráulico com baixos números de Froude ($Fr_1 < 4,5$). Estes ressalto apresentam pouca eficiência na dissipação de energia e se caracterizam por propagarem ondas a jusante, por grandes distâncias, nos cursos fluviais. A presente pesquisa teve o objetivo de validar um método de análise de dados de ondas geradas a jusante de estruturas de vertimento de barragens de baixa queda e grande vazão específica e, desta forma, contribuir para o entendimento dos padrões das ondas formadas pela operação dessas estruturas visando fornecer informações que possam ser utilizadas em obras de proteção de margens. Dois modelos reduzidos foram utilizados para obtenção dos parâmetros de altura e período de ondas. Os dados obtidos foram analisados por meio de técnicas usuais da hidráulica marítima. O tratamento dos registros de ondas através da análise no domínio da frequência evidenciou a importância da utilização de filtros do tipo passa-baixa em condições de ensaio onde foram verificadas energias associadas a frequências sabidamente não relacionadas às causas dos fenômenos físicos investigados. Diferentes critérios de identificação de ondas foram avaliados na análise no domínio do tempo. O critério que utiliza 4 pontos foi escolhido para a identificação das flutuações da superfície livre como ondas propriamente ditas. Os resultados obtidos na avaliação dos estudos experimentais indicaram que os parâmetros de altura e período de ondas estão mais relacionados à vazão escoada e, conseqüentemente ao número de Froude, do que à submersão do ressalto hidráulico. Através de adimensionalizações foi possível definir relações entre os parâmetros das ondas e grandezas típicas da hidráulica fluvial relacionadas ao ressalto hidráulico. As relações obtidas permitiram definir expressões preditivas para os parâmetros estudados, fornecendo informações para a avaliação de uma proteção de margens com uso de enrocamentos.

Palavras-chave: Ressalto hidráulico. Alturas e períodos das ondas. Proteção de margens.

ABSTRACT

The operation of spillways of low-fall dams and high specific flow leads to the formation of hydraulic jumps with low Froude numbers ($Fr_1 < 4.5$). These jumps present low energy dissipation efficiency and are characterized by propagating waves downstream for long distances. This research aims at validating a method for analyzing wave data generated downstream of low fall and high specific flow spillway structures. It also aims at contributing to the understanding of the wave patterns formed by the operation of these structures, in order to provide information to be used in river bank protection works. Two reduced models are used to obtain the parameters of the height and period of the waves. The generated data are then analyzed through the employment of usual techniques of coastal hydraulics. The treatment of wave records through frequency domain analysis demonstrates the importance of using low-pass filters in test conditions where energies associated with frequencies known as not related to the investigated physical phenomena have been verified. Different wave identification criteria are evaluated in the time domain analysis. The approach that uses 4 points is chosen for wave identification. Results indicate that wave parameters are more related to the outflow, and, consequently, to the Froude number, than to the submergence of the hydraulic jump. Through dimensioning techniques, it is possible to define relations between the wave parameters and typical river hydraulics features related to the hydraulic jumps. The obtained relations allowed the definition of predictive expressions for the studied parameters, providing information for the evaluation of a rockfill river bank protection.

Keywords: Hydraulic jump. Wave heights and periods. River banks protection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - “Terras caídas” na margem direita do rio Madeira.....	26
Figura 1.2 - Palafita do bairro Triângulo condenada pelo desbarrancamento.....	27
Figura 1.3 - Foto aérea do vertedouro principal da UHE Santo Antônio em operação.....	27
Figura 1.4 - Enrocamento lançado no bairro Triângulo para a proteção de margens.....	27
Figura 2.1 – Ressalto Hidráulico formado a jusante de uma comporta (Fonte: Trierweiler, 2006).....	30
Figura 2.2 – Ressalto hidráulico formado na bacia de dissipação da UHE Porto Colômbia, Brasil, Teixeira (2008).....	31
Figura 2.3 – À esquerda, desenho de Leonardo Da Vinci sobre a dissipação de energia em uma queda, Kemp (2019). À direita, desenho de Leonardo Da Vinci sobre “ondas de forma cilíndricas” em uma sarjeta, Reti (1974).....	31
Figura 2.4 – Ressaltos hidráulicos formados a jusante de uma comporta (a) e a jusante de um vertedouro (b). Fonte: Trierweiler (2006).	33
Figura 2.5 - Formas do ressalto hidráulico em função do número de Froude na seção de entrada (Fr_1) conforme apresentado em Peterka (1974).....	37
Figura 2.6 –Classificação do Ressalto Hidráulico formado a jusante de um vertedouro, Hager (1988).....	38
Figura 2.7 – Conjunto de parâmetros utilizados por Hager (1988).	39
Figura 2.8 – Posição de início do ressalto hidráulico, Wiest et al. (2020).	43
Figura 2.9 – Ressalto Hidráulico a jusante de um vertedouro (Y_1 = altura conjugada rápida, N_1 = altura conjugada rápida medida perpendicularmente ao paramento inclinado em um ressalto afogado, Y_2 = altura conjugada lenta, L_r = comprimento do rolo, L_j = comprimento do ressalto livre e L_{sj} = comprimento do ressalto afogado).	44
Figura 2.10 – Comprimento do ressalto hidráulico proposto pelo USBR (1955), Fonte: Porto (1999).....	45
Figura 2.11 - Esquema das alturas conjugadas relacionadas com a perda de energia, Elevatorski (1959).	47
Figura 2.12 - Eficiência do ressalto hidráulico de acordo com o número de Froude. Fonte: Peterka (1974).	48
Figura 2.13 – Distribuição da energia das ondas em função dos fenômenos atuantes (adaptado de Kinsman (1965).	49
Figura 2.14 – Propriedades básicas das ondas (Carneiro, 2012).	49
Figura 2.15 – Ilustração da formação de ondas em uma região com processos de interações e superposições. Fonte: Martins (2003).	50
Figura 2.16 – Aplicabilidade das diversas teorias de ondas (adaptado de Kamphuis 2010)....	52
Figura 2.17 – Solução única para a equação de dispersão (Adaptado de Dean e Dalrymple, 1992).....	54
Figura 2.18 – Trajetórias da partícula para diferentes profundidades relativas (Fonte: Dean e Dalrymple 1992).....	55
Figura 2.19 – Diferença de fase entre a velocidade e a aceleração de uma partícula de uma onda (adaptado de Andersen e Figaard, 2011).	56
Figura 2.20 – Perfil vertical das correntes analisadas por Dias e Neves (2013), casos I a IV, da esquerda para a direita.	62
Figura 2.21 – Relação entre H_s/d_2 e gT^2/d_2 com o parâmetro λ_1 , adaptado de Abou-Seida (1963).	66
Figura 2.22 – Variação da altura significativa em função do número de Froude para o ressalto livre (adaptado de Lopardo e Vernet, 1978).....	67
Figura 2.23 – Variação da frequência de pico em função do número de Froude para o ressalto livre (adaptado de Lopardo e Vernet, 1978).....	68

Figura 2.24 – Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto, Mok (2004).	69
Figura 2.25 – Representação esquemática do canal de ensaios utilizado por Gomes (2018) durante a primeira etapa dos estudos.	70
Figura 2.26 – Modelo reduzido do vertedouro em degraus utilizado por Gomes (2018).	70
Figura 2.27 – Representação esquemática do canal de ondas utilizado por Gomes (2018).	71
Figura 2.28 – Representação esquemática do tanque de ondas utilizado por Gomes (2018).	72
Figura 2.29 – Bacia da dissipação proposta Peterka (1974) visando diminuição dos efeitos das ondas formadas por ressaltos hidráulicos com números de Froude entre 2,5 e 4,5 (Fonte: Peterka, 1974).	74
Figura 2.30 – Dissipador na queda de água proposto por Peterka (1974) visando diminuição dos efeitos das ondas formadas per ressaltos hidráulicos com números de Froude entre 2,5 e 4,5 (Fonte: Peterka, 1974).	74
Figura 2.31 – Supressor de ondas do tipo balsa, Peterka (1974).	75
Figura 2.32 – Supressor de ondas do tipo passagem submersa, Peterka 1974.	76
Figura 2.33 – Desempenho de um supressor de ondas do tipo passagem submersa em modelo reduzido, Peterka 1974.	77
Figura 2.34 – Performance hidráulica de um supressor de ondas do tipo passagem submersa, canal Friant-Kern, Peterka 1974.	77
Figura 2.35 – Distribuição de Rayleigh, Kamphuis (2010).	80
Figura 2.36 – Registro de onda, Kamphuis (2010).	82
Figura 2.37 – Exemplo de critério zero-ascendente para uma análise no domínio do tempo, Laing et al. (1998).	82
Figura 2.38 – Exemplo de um espectro de onda de uma medição da oscilação dos níveis de água (Fonte: Laing et al., 1998).	85
Figura 2.39 – Escoamento em curvas de rios (adaptado de Julien 2002).	90
Figura 2.40 – Efeito das correntes sobre as margens (adaptado de Julien 2002).	90
Figura 2.41 – Deslizamento de margens compostas por solos granulares não-coesivos (adaptado de Julien 2002).	91
Figura 2.42 – Ruptura de margens de material coesivo devido a alteração do nível de água e do lençol freático (adaptado de Julien 2002).	92
Figura 2.43 – Processo de “piping” (adaptado de Julien 2002).	92
Figura 2.44 – Parâmetro de dano baseado na área de erosão, adaptado de CIRIA, CUR e CETMEF (2007).	93
Figura 2.45 – Tipo de quebra de ondas em praias, CIRIA, CUR e CETMEF (2007).	98
Figura 2.46 – Fator de permeabilidade P_b em função das características da estrutura, adaptado de CIRIA, CUR e CETMEF (2007).	98
Figura 3.1 –Vertedouro e bacia de dissipação da UHE Santo Antônio.	106
Figura 3.2 – Modelo de conjunto da UHE Santo Antônio (escala 1:80).	107
Figura 3.3 – Vertedouro principal, modelo reduzido de conjunto da UHE Santo Antônio (escala 1:80): (a) canal de aproximação por montante, (b) vista lateral a partir da esquerda.	107
Figura 3.4 – Modelo reduzido parcial do vertedouro da UHE Santo Antônio (escala 1:50).	107
Figura 3.5 – Vista geral do canal de ensaios do modelo reduzido parcial do vertedouro da UHE Santo Antônio (escala 1:50).	108
Figura 3.6 –Layout do canal de ensaios, modelo parcial (escala 1:50).	109
Figura 3.7 – Sistema de alimentação dos modelos reduzidos.	110
Figura 3.8 – Posições de medição de níveis de água, modelo parcial (escala 1:50).	113
Figura 3.9 – Posições de medição de níveis de água, modelo de conjunto (escala 1:80).	114
Figura 3.10 – Sonda capacitivo-condutiva DHI Wave Gauge Type 202.	115

Figura 3.11 – Módulo amplificador DHI Wave Amplifier Type 108.	115
Figura 3.12– Sistema de aquisição de dados ADS 2000 Lynx AI2161.	116
Figura 3.13 – Sondas capacitivas instaladas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50), pontos E3P1, E3P2, E3P3, E3P4 e E3P5, a) vista de jusante, b) vista de montante, condição de ensaio com $Fr=3,20$ e $S=1,0$	116
Figura 3.14 – Sondas capacitivas instaladas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50), pontos E3P1, E3P2, E3P3, E3P4 e E3P5, vista lateral, Ensaio 4, $Fr=3,20$, $S=1,0$	116
Figura 3.15 – Sondas capacitivas instaladas no eixo do canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50); a) vista da primeira sonda a partir de montante no ensaio com número de Froude = 2,0 e $S = 1,10$; b) vista geral das sondas a partir de jusante.	117
Figura 3.16 – Detalhe da instalação das sondas capacitivas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50) e detalhe de fixação junto ao fundo do canal.	117
Figura 3.17 – Sondas capacitivas no canal de restituição do vertedouro no modelo de conjunto (escala 1:80), posições P1, P2 e P3, $Fr = 2,5$, $S=1,0$	118
Figura 3.18 – Sondas capacitivas no modelo de conjunto (escala 1:80), posições P4, P5 e P6, $Fr = 2,5$, $S=1,0$	118
Figura 3.19 – Micromolinete Walingford-Nixon Streamflo 430.	119
Figura 3.20 – Aplicação SAM-MOD 6.	121
Figura 3.21 – Análise no domínio do tempo, contagem de ondas considerando 4 pontos (azul) e 6 pontos (vermelho).	121
Figura 3.22 – Parâmetros H_{m0} e T_p definidos a partir do espectro.	122
Figura 3.23 – Exemplo de espectrograma de um registro de onda, (a) vista, (b) perspectiva.	122
Figura 4.1 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição E4P2 para o ensaio com $Fr = 2,5$ e $S_{\%} = 1,0$	127
Figura 4.2 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em diferentes posições do ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 3,2$ e $S_{\%} = 1,1$, visualização completa.	127
Figura 4.3 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%} = 1,1$	128
Figura 4.4 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 3,2$ e $S_{\%} = 1,1$	128
Figura 4.5 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%} = 1,1$	129
Figura 4.6 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S_{\%} = 1,0$	130
Figura 4.7 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S_{\%} = 1,0$	130
Figura 4.8 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S_{\%} = 1,0$	130
Figura 4.9 – Perturbação superficial (a) e subsuperficial (b) devido à velocidade do escoamento no ensaio com $Fr_1 = 2,0$	131
Figura 4.10 – Relação entre a energia associada à oscilação da superfície livre e a energia específica disponível no final do ressalto hidráulico.	132
Figura 4.11 – Energia associada à oscilação da superfície livre em função do número de Froude.	132
Figura 4.12 – Altura significativa (H_{m0}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	134
Figura 4.13 – Período de pico (T_p) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	134

Figura 4.14 – Período de médio (T_{02}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	135
Figura 4.15 – Filtro passa-baixa de décima ordem com cut-off em 15Hz.	137
Figura 4.16 – Comparação entre os espectros de frequência das oscilações de nível de água antes e após a filtragem dos sinais, posição E2P2, $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$: (a) escala normal, (b) escala logarítmica.....	137
Figura 4.17 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S\% = 1,0$	139
Figura 4.18 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S\% = 1,1$	140
Figura 4.19 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S\% = 1,2$	140
Figura 4.20 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição P1 para o ensaio com $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$	142
Figura 4.21 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição P5 para o ensaio com $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$	142
Figura 4.22 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em diferentes posições do ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$, visualização completa.	143
Figura 4.23 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$	143
Figura 4.24 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$	143
Figura 4.25 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$	145
Figura 4.26 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$	145
Figura 4.27 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,1$	146
Figura 4.28 - Localização das posições de medição de flutuações de nível de água P1 a P6, sobre imagem de satélite de 02/09/2019 extraída do Google Earth.	147
Figura 4.29 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$	147
Figura 4.30 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$	147
Figura 4.31 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,1$	148
Figura 4.32 – Altura significativa (H_{m0}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	149
Figura 4.33 – Período de pico (T_P) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	150
Figura 4.34 – Período médio (T_{02}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	150
Figura 4.35 – Comparação do número de ondas de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio do tempo.	155
Figura 4.36 – Comparação dos valores de altura significativa das ondas determinadas de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio de tempo.	155

Figura 4.37 – Comparação dos valores de período significativo das ondas determinados de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio do tempo.	156
Figura 4.38 – Altura significativa (H_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	162
Figura 4.39 – Período significativo (T_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	163
Figura 4.40 – Período médio (T) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.	163
Figura 4.41 – Altura significativa (H_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	166
Figura 4.42 – Período significativo (T_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	166
Figura 4.43 – Período médio (T) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.	167
Figura 4.44 – Perfil de velocidades para os ensaios com ressalto hidráulico livre medidos em uma posição intermediária entre E4P2 e E5P2.	171
Figura 4.45 – Correlações cruzada entre as posições E4P2 e E5P2 para o ensaios realizados no modelo parcial com submergência $S_{\%} = 1,0$	173
Figura 4.46 – Diferenças entre a celeridade observada e celeridade teórica em função do número de Froude.	175
Figura 4.47 – Classificação da teoria das ondas para os dados de flutuações de níveis gerados a jusante de um ressalto hidráulico em ensaios realizados no modelo parcial.	177
Figura 4.48 – Classificação da teoria das ondas para os dados de flutuações de níveis gerados a jusante de um ressalto hidráulico em ensaios realizados no modelo de conjunto.	178
Figura 4.49 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de altura significativa (H_{m0}) obtidos pela análise no domínio da frequência.	181
Figura 4.50 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de altura significativa (H_s) obtidos pela análise no domínio do tempo.	181
Figura 4.51 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período de pico (T_p) obtidos pela análise no domínio da frequência.	183
Figura 4.52 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período médio (T_{02}) obtidos pela análise no domínio da frequência.	184
Figura 4.53 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período significativo (T_s) e obtidos pela análise no domínio do tempo.	184
Figura 4.54 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período médio (T) obtidos pela análise no domínio do tempo.	185
Figura 4.55 – Variáveis envolvidas no processo de formação de ondas a jusante de um ressalto hidráulico.	187
Figura 4.56 – Exemplo da determinação da posição de início do ressalto para $Fr_1=2,0$ $S_{\%} = 1,0$	192
Figura 4.57 – Exemplo da determinação da posição de início do ressalto para $Fr_1=4,5$ $S_{\%} = 1,1$	192
Figura 4.58 – Determinação da posição de início do ressalto, comparação com a metodologia de Wiest et al. (2020).	193
Figura 4.59 – Relação H_s/Y_1 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	197
Figura 4.60 – Relação H_s/Y_2 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	197
Figura 4.61 – Relação H_s/T_w em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	198
Figura 4.62 – Relação $H_s/\Delta E$ em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	199
Figura 4.63 – Relação $H_s/(\Delta E.S)$ em função do número de Froude do ressalto hidráulico. ..	199

Figura 4.64 – Relação H_s/E_1 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	200
Figura 4.65 – Relação H_s/E_2 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	201
Figura 4.66 – Relação Y_1/V_1T_s em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	202
Figura 4.67 – Relação Y_1/V_1T em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	202
Figura 4.68 – Relação Y_1/V_1T_P em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	203
Figura 4.69 – Relação T_sV_1/T_w em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	204
Figura 4.70 – Relação gT_s/V_1 (análise no domínio do tempo) em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	204
Figura 4.71 – Relação gT_P/V_1 (análise no domínio da frequência) em função do número de Froude do ressalto hidráulico.	205
Figura 4.72 – Relação H_s/Y_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	206
Figura 4.73 – Relação $H_s/\Delta E$ em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	207
Figura 4.74 – Relação H_s/Y_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	207
Figura 4.75 – Relação H_{m0}/Y_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	208
Figura 4.76 – Relação H_s/T_w em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	208
Figura 4.77 – Relação H_{m0}/T_w em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	208
Figura 4.78 – Relação H_s/E_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	209
Figura 4.79 – Relação H_{m0}/E_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	209
Figura 4.80 – Relação H_s/E_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	209
Figura 4.81 – Relação H_{m0}/E_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	210
Figura 4.82 – Relação T_PV_1/T_w em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	212
Figura 4.83 – Relação Y_1/V_1T_P (número de Strouhal) em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	213
Figura 4.84 – Relação entre gT_P/V_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	213
Figura 4.85 – Relação gT_P/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	214
Figura 4.86 – Relação gT_s/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	214
Figura 4.87 – Relação gT_m/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano.....	35
Tabela 2.2– Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao estudo de Carollo et al. (2011).....	41
Tabela 2.3– Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao estudo de Bejestan e Shokrian (2015).....	42
Tabela 2.4 - Fórmulas sugeridas para o comprimento do ressalto hidráulico livre.....	45
Tabela 2.5 - Fórmulas sugeridas para o comprimento do rolo em um canal horizontal.	46
Tabela 2.6 – Equações para ondas progressivas (Kamphuis 2010).....	56
Tabela 2.7 – Porcentagem de redução da altura da onda em função do comprimento do supressor do tipo passagem submersa com submergência de 33% e velocidade máxima do escoamento de 4,3m/s.....	76
Tabela 2.8 - Parâmetros de altura de ondas comumente utilizados, Kamphuis (2010).....	81
Tabela 2.9 - Tipos de proteção, métodos de construção e principais obras relacionadas.	89
Tabela 2.10 – Valores de projeto para os parâmetros de dano (S_d) em proteções com dupla camada (Fonte: CIRIA, CUR e CETMEF, 2007).	97
Tabela 3.1 – Ensaio propostos para o modelo parcial e para o modelo de conjunto.	111
Tabela 3.2 – Curva-chave de jusante do Rio Madeira utilizada nos estudos em modelo.	111
Tabela 3.3 –Posições de medição de níveis de água no modelo de conjunto, coordenadas relacionadas ao protótipo.....	112
Tabela 3.4 – Parâmetros das ondas comparáveis entre a análise do registro de ondas no domínio do tempo e no domínio da frequência.	120
Tabela 4.1 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,0$	133
Tabela 4.2 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,5$	133
Tabela 4.3 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 3,2$	133
Tabela 4.4 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 4,5$	133
Tabela 4.5 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 2,0$	137
Tabela 4.6 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 2,5$	138
Tabela 4.7 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 3,2$	138
Tabela 4.8 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 4,5$	138
Tabela 4.9 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,0$	148
Tabela 4.10 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,5$	148
Tabela 4.11 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 3,2$	149
Tabela 4.12 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$	153
Tabela 4.13 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$	153
Tabela 4.14 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,0$	154

Tabela 4.15 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S\% = 1,0$	154
Tabela 4.16 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$	158
Tabela 4.17 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$	159
Tabela 4.18 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,0$	159
Tabela 4.19 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S\% = 1,0$	160
Tabela 4.20 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,0$	161
Tabela 4.21 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,5$	161
Tabela 4.22 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 3,2$	162
Tabela 4.23 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 4,5$	162
Tabela 4.24 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,0$	165
Tabela 4.25 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,5$	165
Tabela 4.26 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 3,2$	165
Tabela 4.27 – Determinação do comprimento de onda através da equação de dispersão.	172
Tabela 4.28 – Determinação da celeridade observada a partir da correlação cruzada.	174
Tabela 4.29 – Comparação entre os valores de celeridade teórica e observada.	174
Tabela 4.30 – Determinação das profundidades relativas para os dados do modelo parcial.	176
Tabela 4.31 – Posições de medição equivalentes entre o modelo parcial e de conjunto.....	180
Tabela 4.32 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 2,0.	182
Tabela 4.33 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 2,5.	182
Tabela 4.34 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 3,2.	183
Tabela 4.35 – Diferenças médias na comparação entre os períodos calculados pelas análises no domínio da frequência e no domínio do tempo para os ensaios realizados nos modelos de conjunto e parcial.	185
Tabela 4.36 – Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao presente estudo e utilizados na determinação das alturas conjugadas em ressalto hidráulico afogado	189
Tabela 4.37 – Cálculo das alturas conjugadas e submergência do ressalto.....	191
Tabela 4.38 – Determinação da posição de início do ressalto hidráulico.....	193
Tabela 4.39 – Parâmetros característicos do ressalto hidráulico utilizados nas avaliações adimensional, valores obtidos no modelo parcial (escala 1:50).	195
Tabela 4.40 – Coeficientes das equações de ajustes propostas para as relações adimensionais referentes às alturas das ondas em função da distância do início do ressalto hidráulico.	211
Tabela 4.41 – Condições de operação e características do ressalto hidráulico formado para a vazão com $TR = 50$ anos.	216

Tabela 4.42 – Resultados do dimensionamento da proteção de margens.	219
--	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a, a_j	Amplitude da onda (m)
a_Λ, b_Λ	Coefficientes de ajuste determinados em função dos parâmetros do escoamento
a_x e a_z	Acelerações locais nas direções horizontal e vertical (m/s^2)
A	Área (m^2)
A_e	Área erodida (m^2)
A_x	Componente horizontal do semieixo (m)
A_0	Componente horizontal do semieixo em águas profundas (m)
b	Coefficiente relacionado ao processo de interação entre ondas e tipo de revestimento Pilarczyk (1998)
B_z	Componente vertical do semieixo (m)
B_0	Componente vertical do semieixo em águas profundas (m)
c	Celeridade da onda de gravidade (m/s)
c_{pl}, c_s	Coefficientes da equação de Van der Meer (1988)
C	Celeridade da onda (m/s)
C_0	Celeridade da onda em águas profundas (m/s)
C_{02}	Celeridade teórica da onda (m/s) calculada pelo período T_{02}
\bar{C}	Celeridade teórica da onda (m/s) calculada pelo período \bar{T}
C_P	Celeridade teórica da onda (m/s) calculada pelo período T_P
C_S	Celeridade teórica da onda (m/s) calculada pelo período T_S
C_{OBS}	Celeridade observada da onda (m/s)
C_{TEOR}	Celeridade teórica da onda (m/s)
Ca	Número de Cauchy
C_g	Velocidade de grupo (m/s)
C_p	Coefficiente de flutuação de pressão
D	Diâmetro (m)
D_2	Nível de água (m) a jusante do supressor de ondas por passagem submersa, conforme apresentado por Peterka (1974)
D_{50}	Diâmetro da partícula correspondente a porcentagem acumulada de 50% (m)
D_T	Altura do chute-block (m) conforme Peterka (1974)
ΔE	Variação de energia entre seções do escoamento (m)
ΔH	Diferença entre as alturas de onda nos modelos de conjunto e parcial (%)
Δt	Intervalo de tempo (t)
ΔT	Diferença entre os períodos de onda nos modelos de conjunto e parcial (%)
Δx	Posição de início do ressalto hidráulico com relação a bacia de dissipação (m)
e	Depressão do ressalto (m)
E	Módulo de Young, Depressão do ressalto dividida pela lâmina de água a jusante do ressalto (e/T_w)
Eu	Número de Euler

E_w	Densidade de energia da onda (J/m^2)
E_1	Energia da seção de início do ressalto hidráulico (m)
E_2	Energia na seção final do ressalto hidráulico (m)
f	Frequência (s^{-1})
f_m	Frequência média das ondas (s^{-1}), conforme Lopardo e Vernet (1978)
f_p	Frequência de onda correspondente ao pico do espectro (s^{-1})
f_v	Frequência de formação de vórtices (s^{-1})
F	Função de diferentes variáveis
FDP	Função Densidade de Probabilidade
FFT	Transformada Rápida de Fourier
Fr	Número de Froude
Fr_1	Número de Froude na seção inicial do ressalto hidráulico
FURNAS	Furnas Centrais Elétricas S.A.
g	Aceleração gravitacional (m/s^2)
h, d	Profundidade do escoamento (m)
h^*	Perda de carga devido à passagem submersa (m), conforme apresentado por Peterka (1974)
h_1	Projeção vertical de N_1 (m)
h_c	Altura crítica do escoamento (m)
H	Altura da onda (m)
\bar{H}	Altura média da onda (m)
H_{m0}	Altura significativa da onda determinada pela análise no domínio da frequência (m)
$H_{m\acute{a}x}$	Altura máxima da onda (m)
H_{moda}	Altura de onda mais provável (m)
H_{rms}	Raiz média quadrática das alturas das ondas (m)
H_Q	Altura da onda com uma probabilidade de excedência Q (m)
$H_S, \bar{H}_{1/3}$	Altura significativa da onda determinada pela análise no domínio do tempo (m), igual a média do 1/3 das maiores ondas (m)
H_v	Taquicarga (m) na aproximação a um supressor de ondas por passagem submersa, conforme apresentado por Peterka (1974)
$\bar{H}_{1/n}$	Altura média de 1/n das maiores alturas de ondas (m)
H_{01}	Altura, excedida por 1% das ondas (m)
$H_{0.1}$	Altura, excedida por 10% das ondas (m)
$H_{0.5}$	Altura da onda mediana (m)
$H_{1/10}$	Onda com probabilidade de excedência de 10% (m)
IBAMA	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IPHAN	Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional

k	Número de onda (rad/m)
k_s	Dimensão da rugosidade do canal (m)
K_D	Coefficiente de estabilidade
K_P	Fator de resposta de pressão
l_x	Comprimento horizontal entre a seção de início do ressalto e o início do canal horizontal a jusante (m)
L	Comprimento da onda (m), Comprimento característico (m)
L_0	Comprimento da onda em águas profundas (m)
L_{02}	Comprimento da onda (m) referente ao período T_{02}
\bar{L}	Comprimento da onda (m) referente ao período \bar{T}
L_P	Comprimento da onda (m) referente ao período T_P
L_S	Comprimento da onda (m) referente ao período T_S
L_j	Comprimento do ressalto hidráulico livre (m)
L_M	Comprimento característico com relação ao modelo reduzido (m)
L_P	Comprimento característico com relação ao protótipo (m)
L_r	Comprimento do rolo (m)
L_{sj}	Comprimento do ressalto hidráulico submerso (m)
LAHE	Laboratório de Hidráulica Experimental e Recursos Hídricos de FURNAS
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LOH	Laboratório de Obras Hidráulicas
m_n	Momento de ordem n do espectro de distribuição de energia das ondas
m_0	Momento de ordem 0 do espectro de distribuição de energia das ondas (m^2)
m_1	Momento de ordem 1 do espectro de distribuição de energia das ondas (m^2Hz)
m_2	Momento de ordem 2 do espectro de distribuição de energia das ondas (m^2Hz^2)
M	$M = (T_w - e)/N_1 \cos \theta$ conforme Bejestan & Shokrian (2015)
MPE	Ministério Público Federal
MPF	Ministério Público Estadual de Rondônia
n	Parâmetro de velocidade de grupo
n_0	Parâmetro de velocidade de grupo em águas profundas
N	Número de ondas, coeficiente proposto por Bejestan & Shokrian (2015) $N = 1 - [(z + N_1 \cos \theta)/T_w]$
N_1	Lâmina de água perpendicular ao paramento inclinado do vertedouro (m)
N_j	Nível de jusante (m)
N_m	Nível de montante (m)
N_S	Número de estabilidade
$p(\eta)$	Função densidade de probabilidade (FDP) da posição da superfície da onda
P	Pressão (N/m^2)
P_b	Coefficiente de permeabilidade da estrutura

P_w	Potência da onda (W/m)
q	Vazão específica (m ² /s)
Q	Vazão (m ³ /s)
R^2	Coefficiente de determinação
Re	Número de Reynolds
Re_1	Número de Reynolds na seção inicial do ressalto hidráulico
RNC	Reservatório de nível constante
S	Fator de submergência proposto por Marques et al (1999), $S = T_w/Y_2$
$S_{\%}$	Fator de submergência com relação ao nível de jusante conforme curva-chave
$S(f)$	Espectro de variância da onda (m ²)
S_1	Seção de entrada do ressalto hidráulico
S_2	Seção de saída do ressalto hidráulico
S_d	Parâmetro adimensional do nível de dano
S_f	Força cisalhante adimensional
S_t	Número de Strouhal
SAE	Santo Antônio Energia
SAM	Software de Simulação de Agitação Marítima
t	Tempo (s)
T	Período da onda (s)
\bar{T}	Período médio da onda determinado pela análise no domínio do tempo (s)
T_p	Período de pico da onda determinado pela análise no domínio da frequência (s)
$T_s, \bar{T}_{1/3}$	Período significativo da onda (s)
$\bar{T}_{1/n}$	Período médio de 1/n dos maiores períodos de ondas (s)
T_{01}	Período de onda correspondente à frequência média do espectro (s)
T_{02}	Período de onda equivalente ao período de onda médio obtido através da análise do registro de ondas no domínio do tempo (s)
T_w	Lâmina de água a jusante do ressalto hidráulico (m) com relação à cota da bacia de dissipação
u	Campo de velocidade na direção horizontal (m/s)
u_0	Campo de velocidade na direção horizontal em águas profundas (m/s)
U	Velocidade da corrente (m/s)
U_0	Velocidade do escoamento junto ao fundo (m/s)
U_s	Velocidade do escoamento na superfície (m/s)
U_B	Transporte de massa junto ao fundo (m/s)
UHE	Usina Hidrelétrica
USBR	United States Bureau of Reclamation
V	Velocidade característica (m/s)
V_1	Velocidade média na seção de início do ressalto hidráulico (m/s)

V_2	Velocidade média na seção final do ressalto hidráulico (m/s)
w	Campo de velocidade na direção vertical (m/s)
w_0	Campo de velocidade na direção vertical em água profundas (m/s)
We	Número de Weber
W_T	Largura do chute-block (m) conforme Peterka (1974)
X	Distância horizontal a partir do início do ressalto hidráulico (m)
x, y, z	Coordenadas de uma posição, ponto ou partícula (m)
Y	Relação entre as alturas conjugadas
Y_1, d_1	Altura conjugada rápida do ressalto hidráulico (m)
Y_2, d_2	Altura conjugada lenta do ressalto hidráulico (m)
Z	Distância vertical referente ao início do ressalto hidráulico (m) medida em relação à cota da bacia de dissipação
α	$\alpha = \sqrt{\gamma^2 + k^2}$ definido para a Equação de Dispersão para o perfil de velocidade da corrente equivalente ao Caso III
β	$\beta = \sqrt{ \gamma^2 - k^2 }$ definido para a Equação de Dispersão para o perfil de velocidade da corrente equivalente ao Caso IV
β_w	Largura de banda (s^{-1})
δ	Deslocamento de uma partícula da onda na direção vertical (m)
Δ	Densidade relativa do material
ε_r	Erro padrão da estimativa das ordenadas espectrais
ϕ	Potencial de velocidades (m^2/s), ângulo de repouso do material (graus).
Φ	Fator de estabilidade para o movimento incipiente
γ	Peso específico (N/m^3)
η	Posição da superfície da onda (m)
$\bar{\eta}$	Média das posições da superfície da onda (m)
$\eta_{m\acute{a}x}$	Posição máxima da superfície da onda (m)
$\eta\%$	Eficiência de dissipação de energia no ressalto hidráulico
Γ	Distância adimensional com relação ao início do ressalto hidráulico, $X/(Y_2 - Y_1)$
Λ	Parâmetro referente ao escoamento (m)
λ	Fator de escala entre o protótipo e o modelo reduzido
λ_1	$\lambda_1 = \frac{V_1^2}{2gd_1} = \frac{Fr_1^2}{2}$, conforme Abou-Seida (1963)
λ_L	Relação de escala para os comprimentos/dimensões
λ_T	Relação de escala temporal
λ_V	Relação de escala para as velocidades
μ	Viscosidade dinâmica (Ns/m^2);
ν	Viscosidade cinemática (m^2/s)
θ	Inclinação do paramento de jusante do vertedouro ou inclinação de talude da margem (rad, graus)
θ_j	Ângulo de fase da onda (rad)

ρ	Massa específica (kg/m ³)
ρ_a	Massa específica da água (kg/m ³)
ρ_s	Massa específica do material (kg/m ³)
σ	Desvio padrão de uma amostra
σ_s	Tensão superficial (N/m)
ω	Frequência angular da onda (rad/s)
ω_a	Frequência angular absoluta da onda (rad/s)
ω_r	Frequência angular intrínseca (ou relativa) da onda (rad/s)
ξ	Número de Iribarren
ξ_{cr}	Número de Iribarren crítico
ξ_m	Número de Iribarren para o período médio
ξ_p	Número de Iribarren para o período de pico
ψ_u	Fator de estabilidade empírico de majoração
ζ	Deslocamento de uma partícula na superfície da onda na direção horizontal (m)
Ω_0	Vorticidade do escoamento (s ⁻¹)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	24
1.1	Motivação	25
1.2	Relevância e justificativa	28
1.3	Hipótese	28
1.4	Objetivo	29
1.5	Etapas da Pesquisa	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1	O ressalto hidráulico	30
2.1.1	Alturas conjugadas do ressalto hidráulico	33
2.1.2	Formas do ressalto hidráulico segundo o número de Froude	35
2.1.3	Ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros	38
2.1.4	Comprimento do ressalto e do rolo.....	43
2.1.5	Dissipação de energia	46
2.2	Ondas em corpos de água	48
2.2.1	O que é uma onda?	48
2.2.2	Características das ondas	49
2.2.3	Teorias de onda.....	50
2.2.4	Teoria da onda de pequena amplitude	52
2.2.5	Teoria não linear (Stokes de segunda ordem).....	57
2.2.6	Relação entre ondas e correntes.....	57
2.2.7	Ondas geradas pela operação de obras hidráulicas	63
2.3	Análise de dados de ondas	77
2.3.1	Análise de curto período	78
2.3.2	Análise no domínio do tempo de um registro de onda	81
2.3.3	Análise no domínio da frequência de um registro de onda	83
2.4	Estabilidade e Proteção das Margens	88
2.4.1	Classificação das obras de proteção de margens	88
2.4.2	Fatores que afetam a estabilidade das margens	89
2.4.3	Dimensionamento de proteções de enrocamento contra ação de ondas	92
2.5	Modelagem hidráulica reduzida	98
2.5.1	Condições de semelhança / similaridade	100
2.5.2	Efeitos de modelo, de escala e de medição.....	103
2.5.3	Mitigação dos efeitos de escala	104
3	INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA.....	105
3.1	Instalação experimental	105
3.1.1	Modelo de conjunto (escala 1:80).....	106
3.1.2	Modelo parcial (escala 1:50)	107
3.1.3	Sistema de reservação e alimentação dos modelos.....	110
3.2	Metodologia experimental	110
3.2.1	Medições de flutuação de níveis.....	114
3.2.2	Medições de velocidade.....	118
3.3	Metodologia de análise dos dados experimentais.....	119
3.3.1	Métodos de análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período.....	119
3.3.2	Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas aos dados desta pesquisa	123
3.3.3	Comparação entre os resultados dos modelos parcial e de conjunto.....	123

3.3.4	Relação entre os parâmetros de altura e período das ondas e os parâmetros usuais na hidráulica fluvial.....	124
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	125
4.1	Análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período	126
4.1.1	Análise no domínio da frequência - análise espectral.....	126
4.1.2	Análise no domínio do tempo.....	151
4.1.3	Comentário sobre os critérios para contagem e análise do registro de ondas.....	168
4.2	Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas.....	169
4.2.1	Determinação do comprimento e da celeridade das ondas	169
4.2.2	Determinação da profundidade relativa.....	175
4.2.3	Definição das teorias clássicas de onda representativas para os dados deste estudo..	176
4.3	Comparação entre os resultados dos modelos parciais e de conjunto	179
4.3.1	Avaliação da altura significativa	180
4.3.2	Avaliação dos períodos.....	183
4.3.3	Comentários sobre efeitos de escala e de modelo.....	186
4.4	Relação entre os parâmetros de altura e de período das ondas e os parâmetros da hidráulica fluvial.....	187
4.4.1	Determinação das alturas conjugadas	188
4.4.2	Posição e cota de início do ressalto hidráulico	191
4.4.3	Adimensionalização com relação a parâmetros usuais da hidráulica fluvial.....	193
4.5	Estudo de caso de dimensionamento de uma proteção de margens com enrocamento....	215
4.5.1	Critérios gerais e dados de entrada	215
4.5.2	Estimativa dos parâmetros de onda devido ao ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica.	217
4.5.3	Resultados para a estimativa do material de proteção de margens.....	218
5	CONCLUSÕES.....	221
5.1	Avaliação das diferentes metodologias de análise de um registro de ondas e determinação dos parâmetros característicos de altura e período.....	221
5.1.1	Parâmetros de onda determinados nos ensaios no modelo parcial - escala 1:50.....	222
5.1.2	Parâmetros de onda determinados nos ensaios no modelo de conjunto - escala 1:80	223
5.2	Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas aos dados obtidos	224
5.3	Comparação entre os resultados dos modelos parcial e de conjunto.....	224
5.3.1	Comentários sobre efeitos de escala e de modelo.....	225
5.4	Avaliação da relação entre os parâmetros de altura e período de ondas em função de parâmetros usuais da hidráulica fluvial	226
5.4.1	Determinação das alturas conjugadas e da posição do ressalto hidráulico.....	226
5.4.2	Adimensionalização das alturas e períodos das ondas com relação a parâmetros usuais da hidráulica fluvial	226
5.4.3	Estudo de caso de dimensionamento de uma proteção de margens com enrocamento....	228
6	RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	229
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	230
	Apêndice A	238
	Apêndice B.....	239
	Apêndice C	241

Apêndice D	243
Apêndice E.....	245
Apêndice F	246
Apêndice G	248

1 INTRODUÇÃO

Esta pesquisa foi desenvolvida no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e faz parte de uma linha de pesquisa do Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH-IPH) que aborda o efeito das ondas geradas pela operação de estruturas de vertimento e dissipação de energia sobre as margens de corpos fluviais.

A construção de barragens e a operação de reservatórios desenvolvem uma série de modificações nas condições naturais do escoamento junto às margens dos corpos de água, tanto a montante quanto a jusante do barramento, podendo gerar inúmeros efeitos ambientais e econômicos, entre os quais estão aqueles associados à erosão. Os processos erosivos sobre as margens dos corpos de água afetam a mata ciliar, alteram os habitats de organismos e causam a diminuição da sua população, contribuem para a degradação do solo e a intensificação do assoreamento de reservatórios ou dos leitos de rios, aumentando a turbidez da água, prejudicando a vida útil do empreendimento, a geração de energia e a navegação, afetando o ambiente como um todo.

Os principais fatores erosivos atuantes nas margens de corpos de água são devidos às oscilações do nível do reservatório, à ação erosiva do escoamento (correntes) e à ação das ondas. No caso das ondas, estas podem ser geradas devido a diferentes agentes, tais como: o vento, o tráfego de embarcações ou a operação de estruturas hidráulicas.

O propósito fundamental da estabilização e proteção de margens, sob o ponto de vista hidráulico, é manter a seção do curso d'água estável e dentro dos limites estabelecidos para sua utilização, seja como via de navegação, componente de um sistema de drenagem, de aproveitamento hidrelétrico ou de abastecimento de água.

As estruturas de estabilização de margens são projetadas com o objetivo de prevenir a migração lateral de canais aluviais pela erosão das margens. As metodologias de estabilização de margens são classificadas de acordo com duas abordagens distintas: fortalecimentos das margens e redução dos esforços hidrodinâmicos (Julien, 2002).

Para a elaboração de um projeto de proteção de margens é fundamental o conhecimento dos fatores que afetam a sua estabilidade, geralmente classificados em:

- a) ação fluvial, devida ao escoamento, incluindo ação erosiva das correntes, ação das ondas e irregularidades localizadas ao longo do escoamento;
- b) instabilidade geotécnica, resultados da saturação e infiltrações de água, com diminuição do ângulo natural de equilíbrio relativo ao material.

1.1 MOTIVAÇÃO

Para exemplificar a problemática de erosões em margens supostamente causadas pela operação de estruturas extravasoras e de dissipação de energia de barragens, pode-se citar os casos da Usina Hidrelétrica (UHE) de Santo Antônio construída no rio Madeira e da UHE Luiz Carlos Barreto de Carvalho, no rio Grande (CBDB, 2010).

Após o enchimento do reservatório da UHE Santo Antônio, iniciado em setembro de 2011, durante o período de cheia do rio Madeira, foram divulgados na mídia de Rondônia matérias acerca de "desbarrancamentos que estavam ocorrendo na margem direita do rio Madeira, na altura do Bairro Triângulo" atribuindo o fenômeno à "abertura das comportas da UHE Santo Antônio". O jornal eletrônico Rondônia ao Vivo, no dia 03/01/2012, trouxe a seguinte manchete:

“BANZEIRO – Usina abre comportas e força das águas do rio Madeira derruba barrancos e pode arrastar residências”.

Pereira et al. (2015) relata que, aparentemente, os intensos processos erosivos observados nas margens do rio Madeira, após a formação do reservatório da UHE Santo Antônio e a passagem das águas pelos vertedores, vem ocasionando grandes impactos ambientais, como o deslizamento de barrancos em ambas as margens, localizados no trecho de jusante da UHE Santo Antônio, junto à cidade de Porto Velho.

Segundo Gomes (2018), tal fenômeno ensejou na pretensão do Ministério Público Federal e Ministério Público do Estado de Rondônia, na Ação Civil Pública Ambiental com pedido de liminar, devido a danos ambientais. Em seus argumentos, o Ministério Público alegou, no item III dos fatos, a ocorrência de fortes banzeiros (ondas) no rio Madeira, os quais provocaram graves problemas de embarque e desembarque de balsas no Porto de Porto Velho, paralisando as operações portuárias por 11 dias consecutivos, devido à forte agitação das águas do rio Madeira. Ainda na mesma ação, conforme item IV do dano ambiental, o Ministério Público referencia o relatório apresentado pela Defesa Civil do Município de Porto Velho:

"(...) Que os bairros Triângulo e Baixa da União, regiões localizadas na margem direita do rio Madeira, sempre sofreram um processo de desbarrancamento nos períodos de enchentes, pelo fato de estarem localizados na curva do rio, no entanto, passamos a observar após a construção da Usina Hidrelétrica de Santo Antônio e a abertura das comportas, a formação de pequenas ondas (banzeiros), que estão atuando

diretamente no pé dos barrancos, provocando a aceleração do processo de desbarrancamento e o fenômeno de terras caídas

Em 03 de fevereiro de 2012 foi firmado Termo de Ajustamento de Conduta com MPE, MPF, IBAMA, IPHAN, Município de Porto Velho, Defesa Civil Estadual, Defesa Civil Municipal e Corpo de Bombeiros, ajustando:

- Realocar provisoriamente moradores de áreas de risco iminente de desbarrancamento.
- Implantar enrocamento em um trecho, com extensão de 4 km, a jusante da barragem na margem direita do rio, estabilizando as margens no bairro Triângulo.
- Prover solução definitiva para famílias afetadas, sem condições de retorno às suas casas, após a conclusão do enrocamento e análise técnica por parte da Santo Antônio Energia (SAE) e das Defesas Civas Municipal e Estadual.

Até o dia 22 de fevereiro de 2012, a SAE atendeu a 99 mandados judiciais e ao Termo de Ajuste de Conduta, removeu 161 famílias, desocupando 75 edificações em áreas consideradas de risco iminente de desbarrancamento pela Defesa Civil, com base em 117 laudos. Esta remoção afetou cerca de 552 pessoas. As Figuras 1.1 a 1.4 ilustram esta problemática.



Figura 1.1 - “Terras caídas” na margem direita do rio Madeira.



Figura 1.2 - Palafita do bairro Triângulo condenada pelo desbarrancamento.



Figura 1.3 - Foto aérea do vertedouro principal da UHE Santo Antônio em operação.



Figura 1.4 - Enrocamento lançado no bairro Triângulo para a proteção de margens.

1.2 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA

Muitas vezes não se conhece com detalhes quais as características das ondas formadas pela operação de vertedouros e estruturas de dissipação de energia. Desta forma, torna-se necessária sua devida caracterização para o desenvolvimento de estudos de proteção de margem, procurando identificar critérios otimizados de simulação em modelo reduzido.

O conhecimento dos processos de formação de ondas e de sua interação com a margem permite um dimensionamento mais seguro das proteções a serem empregadas, evitando problemas corriqueiros, quando erosões colocam obras, meio ambiente e populações em risco.

Com a expansão da fronteira energética em direção à região norte do Brasil, hidrelétricas passaram a ser projetadas ou construídas nas bacias hidrográficas dos rios Madeira, Tapajós, Teles Pires e Xingu, na Região Amazônica. Segundo Hampe (2018), os rios desta região apresentam elevada vazão e baixa ocorrência de quedas d'água localizadas, levando, muitas vezes, a barragens com baixa queda útil. Nestas condições, o projeto das estruturas de controle de cheias leva a soluções que consideram a operação de bacias de dissipação com ressaltos hidráulicos com baixos números de Froude (Fr_1), ou seja, $Fr_1 < 4,5$.

Ressaltos hidráulicos com baixos números de Froude apresentam taxas de dissipação de energia inferiores a 45%. Segundo Peterka (1974), o ressalto com número de Froude entre 2,50 e 4,50 produz ondas que podem se propagar para jusante por longas distâncias causando danos às margens dos corpos de água.

Existem poucos estudos que avaliam as características das ondas formadas pela operação de estruturas de vertimento e de dissipação de energia a jusante de barragens. A caracterização das ondas formadas nestas condições pode aperfeiçoar os processos relativos a estudos de estabilidade e proteção de margens de cursos d'água, possibilitando a redução dos custos de intervenções corretivas e de reabilitação e diminuindo os danos ambientais devido à erosão.

1.3 HIPÓTESE

As técnicas utilizadas para a análise de dados de ondas surgiram do estudo de ondas oceânicas, que são majoritariamente geradas a partir da ação do vento sobre a superfície de água. Tais técnicas buscam fornecer informações úteis para a compreensão de processos e para o desenvolvimento de projetos em regiões costeiras e oceânicas.

O ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de uma barragem de baixa queda e grande vazão específica, como fonte geradora de perturbações da superfície livre no

processo de dissipação de energia, distingue-se muito da ação do vento sobre a superfície do oceano, no entanto, julga-se que as técnicas de hidráulica marítima podem ser aplicadas no contexto da engenharia fluvial.

1.4 OBJETIVO

O objetivo desta pesquisa é validar um método de análise de dados de ondas geradas a jusante de estruturas de vertimento e de dissipação de energia hidráulica de barragens de baixa queda e grande vazão específica, fazendo uso de técnicas utilizadas pela hidráulica marítima e, desta forma, contribuir para o entendimento dos padrões das ondas formadas pela operação dessas estruturas, visando fornecer informações que possam ser utilizadas em obras de proteção de margens.

1.5 ETAPAS DA PESQUISA

Para verificar a hipótese apresentada e atingir o objetivo principal desta pesquisa, algumas etapas foram desenvolvidas:

- Ensaios em modelo reduzido visando coletar dados (flutuações de níveis de água e perfis de velocidade) que permitam determinar parâmetros característicos das ondas formadas a jusante de uma estrutura de vertimento e dissipação de energia de uma barragem de baixa queda e grande vazão específica;
- Comparação entre diferentes metodologias de análise do registro de ondas visando identificar suas particularidades com relação à definição dos parâmetros de altura e período;
- Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas aos dados desta pesquisa;
- Comparação entre os resultados de ensaios realizados em modelos de escalas diferentes e avaliação de possíveis efeitos de escala e de modelo;
- Avaliação da relação entre os parâmetros de altura e período de ondas em função de parâmetros de uso corrente na hidráulica fluvial (número de Froude e características do ressalto), visando buscar correlações para a previsão de alturas e períodos de onda;
- Realização de estudo de caso de dimensionamento de uma proteção de margens utilizando as informações obtidas nas etapas desenvolvidas nesta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O RESSALTO HIDRÁULICO

O ressalto hidráulico é um fenômeno rapidamente variado, correspondendo à transição de um regime supercrítico a um regime subcrítico que ocorre em escoamentos à superfície livre. Essa mudança de regime é acompanhada de grande oscilação na superfície da água com propagação de ondas para jusante. É caracterizado por uma elevação brusca no nível de água e pela formação de um rolo que incorpora ar atmosférico (escoamento bifásico). O ressalto hidráulico transforma parte da energia cinética em energia potencial através da perda de energia provocada pela turbulência no escoamento. Trata-se de um escoamento altamente turbulento com componentes dinâmicas de velocidade e pressão significativas.

As intensas flutuações de pressão e de velocidade verificadas no interior do ressalto hidráulico possuem um papel decisivo no processo de dissipação da energia. Essas flutuações podem causar danos à estrutura de dissipação por problemas ligados à fadiga, cavitação, ressonância, sobrepensões e subpensões, além de provocar erosões no leito do rio a jusante da bacia de dissipação. A Figura 2.1 mostra um ressalto hidráulico formado a jusante de uma comporta em um canal de laboratório. A Figura 2.2 apresenta um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de uma usina hidrelétrica.



Figura 2.1 – Ressalto Hidráulico formado a jusante de uma comporta (Fonte: Trierweiler, 2006).



Figura 2.2 – Ressalto hidráulico formado na bacia de dissipação da UHE Porto Colômbia, Brasil, Teixeira (2008).

Embora o ressalto hidráulico tenha sido primeiramente descrito por Leonardo da Vinci no século XVI (Figura 2.3), somente no início do século XIX foram apresentados os primeiros trabalhos teóricos e experimentais. O primeiro trabalho, realizado por Bidone (1820), teve seu interesse direcionado principalmente à determinação das alturas conjugadas e comprimento do ressalto.



Figura 2.3 – À esquerda, desenho de Leonardo Da Vinci sobre a dissipação de energia em uma queda, Kemp (2019). À direita, desenho de Leonardo Da Vinci sobre “ondas de forma cilíndricas” em uma sarjeta, Reti (1974).

Bélangier (1828) realizou a determinação das alturas conjugadas do ressalto hidráulico através da equação de conservação de quantidade de movimento. Em seguida, estudos teóricos

e experimentais foram conduzidos principalmente por pesquisadores franceses, Bresse (1860), Bazin e Darcy (1865) e Boussinesq (1877) apud Hager (1992).

Contribuições significativas foram dadas por Barkhemetteff (1932) e Rouse (1934) apud Hager (1992), que introduziu o conceito de números adimensionais, onde o número de Froude (Fr) é de particular relevância.

O estudo das características turbulentas do interior do ressalto hidráulico teve seu início em meados do século XX, com a utilização de instrumentos que possibilitavam a aquisição de dados a frequências elevadas. Desde então, começaram os estudos das características estatísticas da dissipação de energia.

Entre o final dos anos 1950 e início dos anos 1960, importantes contribuições vieram dos estudos de Rouse et al. (1959) e Rajaratnam (1965a, 1965b). Estes estudos se concentraram na determinação do campo de velocidades e nas características turbulentas do ressalto hidráulico.

Um dos primeiros trabalhos que mediram as flutuações de pressões junto ao fundo do canal foi realizado por Elder (1961). O pesquisador concluiu que o número de Froude é fundamental para a análise das flutuações de pressões e constatou que as frequências predominantes das flutuações de pressão nos fenômenos hidráulicos são baixas.

Rajaratnam (1967) revisou as principais publicações da época, com particular interesse nas características do campo de velocidades do escoamento.

Nos anos 1970, iniciou-se um novo período de estudos do ressalto hidráulico, envolvendo métodos de observações mais sofisticados, baseados na anemometria a filme quente (Resch, 1970) e anemometria por efeito Doppler (*Laser Doppler Anemometry*, Long et al. 1990).

Estudos realizados nas décadas de 1990 e 2000 analisaram os processos turbulentos associados à dissipação de energia (Marques et al., 1997), aos esforços sobre as estruturas (Pinheiro 1995) e à aeração do escoamento (Chanson e Brattberg, 2000), tendo como passo inicial a completa caracterização do fenômeno. Teixeira (2008) avaliou os efeitos de escala na previsão de valores extremos de pressão em bacias de dissipação.

Souza (2012) e Hampe (2018) estudaram o comportamento das pressões atuantes em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixos números de Froude.

O ressalto hidráulico pode se desenvolver a jusante de vertedouros ou a jusante de comportas e, segundo Resch e Leutheusser (1974), apresentam condições distintas de desenvolvimento de camada limite. A condição da camada limite a montante do ressalto depende da distância entre a estrutura e o início do ressalto, podendo encontrar-se desenvolvida ou não. Essa condição acarreta pequenas diferenças nos cálculos das alturas conjugadas e

comprimento do ressalto, mas não interferem no dimensionamento de estruturas de dissipação de energia (Gomes, 2000).

A jusante destas estruturas o ressalto hidráulico pode se desenvolver de forma livre ou submersa (afogado), conforme pode ser visto na Figura 2.4. O ressalto hidráulico submerso se desenvolve à medida que a lâmina d'água a jusante (T_w) torna-se maior que a lâmina de água referente ao ressalto livre (Y_2). A lâmina de água avança sobre o ressalto, submergindo-o. O fato da comporta limitar o deslocamento do ressalto para montante é uma das principais diferenças que ocorrem no ressalto hidráulico submerso para as duas estruturas (a comporta e vertedouro).

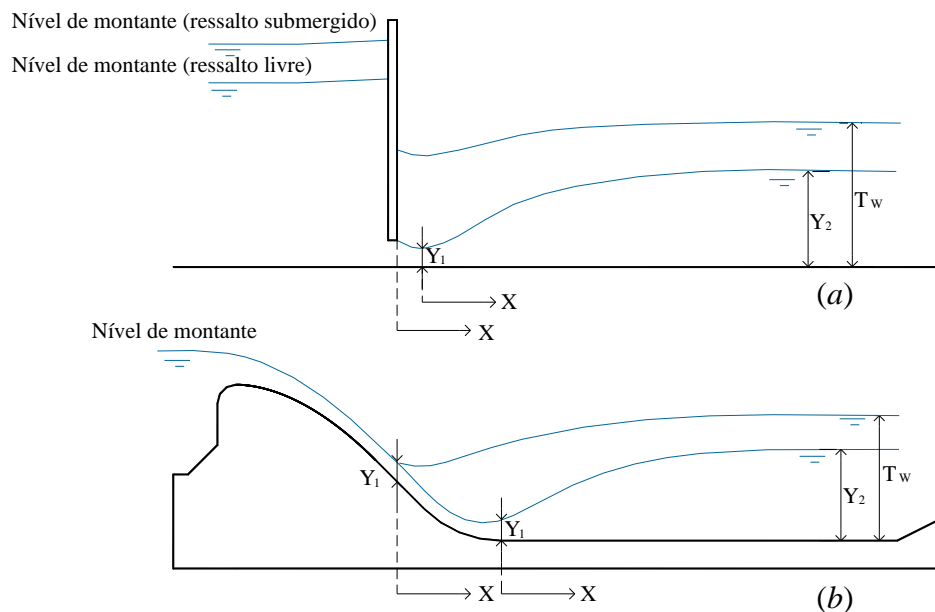


Figura 2.4 – Ressaltos hidráulicos formados a jusante de uma comporta (a) e a jusante de um vertedouro (b). Fonte: Trierweiler (2006).

2.1.1 Alturas conjugadas do ressaltos hidráulico

O ressaltos hidráulico é caracterizado por suas alturas conjugadas. As alturas conjugadas são as respectivas lâminas de água na sua seção mais a montante, chamada de altura conjugada rápida ou na entrada do ressaltos (Y_1), e na seção mais a jusante, chamada de altura conjugada lenta (Y_2). O conhecimento das alturas conjugadas é de grande importância para caracterização da forma e do tipo de ressaltos, bem como, parâmetro para análise de outras grandezas inerentes ao fenômeno.

A primeira determinação das alturas conjugadas para o ressalto hidráulico em um canal retangular foi apresentada por Bélanger (1828) através da equação da conservação da quantidade de movimento dada por:

$$\frac{1}{2} \rho g b Y_1^2 + \rho Q V_1 = \frac{1}{2} \rho g b Y_2^2 + \rho Q V_2 \quad 2.1$$

Onde:

ρ = massa específica do fluido;

g = aceleração gravitacional;

b = largura do canal;

Q = vazão;

V_1 = velocidade média do escoamento na seção de início do ressalto hidráulico;

V_2 = velocidade média do escoamento na seção final do ressalto hidráulico.

Bélanger considerou as seguintes hipóteses: distribuição de pressão hidrostática, distribuição de velocidades uniforme, seção transversal retangular, fundo do canal horizontal, escoamento permanente e incompressível e foram desprezados os efeitos viscosos. Assim, pode-se representar a relação entre as alturas conjugadas por:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right] \quad 2.2$$

Onde:

Y_1 = altura conjugada rápida (entrada do ressalto);

Y_2 = altura conjugada lenta (saída do ressalto) e;

Fr_1 = número de Froude na seção de entrada do ressalto hidráulico, $Fr_1 = V_1 / \sqrt{gY_1}$.

Hager e Bremen (1989) apresentam uma equação para a relação entre as alturas conjugadas na qual consideram os efeitos viscosos junto aos contornos sólidos do canal:

A equação proposta pelos autores indica que relação das alturas conjugadas depende não apenas do número de Froude, mas também das características viscosas do escoamento e da largura relativa do canal. Nota-se que o efeito viscoso sobre a relação das alturas conjugadas se torna significativo para valores menores do número de Reynolds. Esse tipo de problema pode aparecer em estudos realizados em modelo reduzido.

Ohtsu e Yasuda (1994), analisando um ressalto hidráulico com as mesmas características, também consideraram a importância da tensão de cisalhamento junto ao perímetro molhado do canal em um escoamento potencial a jusante de uma comporta. S_f é a força de cisalhamento no fundo do canal, válida somente para números de Froude entre 3 e 10.

Diversos outros autores apresentam formulações sobre as alturas conjugadas. A Tabela 2.1 apresenta algumas das equações sugeridas para a relação das alturas conjugadas para canais de fundo plano, apresentadas no trabalho de Teixeira (2003). Certas formulações baseiam-se em estudos experimentais, considerando, entre outros parâmetros, a rugosidade do canal, efeito viscoso e tensão de cisalhamento.

Tabela 2.1 – Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano.

Autor	Ano	Equação
Bélanger	1828	$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \times \left[\sqrt{1 + 8 \times Fr_1^2} - 1 \right] \quad \frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \times \left[\sqrt{1 + 8 \times Fr_2^2} - 1 \right]$ 2.3
Hager e Bremen	1989	$Y^* = Y_0 \left[1 - 3,25 \omega e^{(Fr_1/7)} (\log Re_1)^{-3} \right]$ $Y_0 = \frac{Y_2}{Y_1} \left[1 - 0,7 (\log Re_1)^{-2,5} e^{Fr_1/8} \right] \dots \dots \dots \omega = \frac{Y_1}{b}$ 2.4
Ohtsu e Yasuda	1994	$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^3 - \left\{ 2Fr_1^2 + 1 - S_f \right\} \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) + 2Fr_1^2 = 0$ $S_f = 0,12 (Fr_1 - 1)^2$ 2.5

Fonte: Elevatorski (1959) e Teixeira (2003).

2.1.2 Formas do ressalto hidráulico segundo o número de Froude

Escoamentos à superfície livre são governados principalmente por esforços de origem gravitacional, assim, as características do ressalto hidráulico de uma forma geral são condicionadas ao número de Froude (Fr) que representa a relação entre os esforços inerciais e gravitacionais (Equação 2.6):

$$Fr = V / \sqrt{gL} \quad 2.6$$

Onde:

V é a velocidade média do escoamento em uma dada seção do escoamento;

g é aceleração da gravidade e;

L é o comprimento característico relacionado ao fenômeno;

Escoamentos onde $Fr_1 < 1$ são ditos subcríticos e, por sua vez, escoamentos com $Fr > 1$ caracterizam escoamentos supercríticos. O número de Froude utilizado para caracterizar o ressalto hidráulico é determinado na seção de entrada do ressalto hidráulico, e é chamado de Froude na entrada do ressalto (Fr_1).

O número de Froude na entrada de um ressalto hidráulico (Fr_1) é sempre superior à unidade, escoamento supercrítico, e o número de Froude correspondente à seção de saída do ressalto sempre é inferior à unidade, escoamento subcrítico, caracterizando a mudança de regime.

Peterka (1974) sugere a classificação dos tipos de ressalto de acordo com o número de Froude. A Figura 2.5 apresenta a classificação sugerida por Peterka (1974).

Para valores do número de Froude entre 1,0 e 1,7, ocorre uma pequena diferença nas alturas conjugadas, ocorrendo uma pequena oscilação na superfície, semelhantes a uma onda estacionária. A transição entre o regime rápido (torrencial) e o regime lento (fluvial) ocorre de modo gradual e as perdas de carga são essencialmente devidas aos efeitos viscosos junto à parede e ao fundo.

Segundo a classificação sugerida por Peterka (1974), desenvolve-se um “pré-ressalto”, também chamado de “ressalto fraco” por outros autores, quando o número de Froude na seção de entrada tem valores entre 1,7 e 2,5. O pré-ressalto caracteriza-se por uma série de pequenos rolos que se desenvolvem na superfície. A energia dissipada é menor do que 20% da energia de entrada.

Para valores de número de Froude variando entre 2,5 a 4,5, o ressalto hidráulico tem um contorno nítido, mas é instável e tem uma ação pulsante. O jato de entrada oscila de baixo da superfície e não tem um período regular. Cada oscilação produz uma grande onda de período irregular que, em estruturas de protótipos, pode se propagar por quilômetros, causando danos aos bancos de terra e ao enrocamento de proteção de margens. O ressalto hidráulico neste caso é conhecido como “ressalto oscilante”. O ressalto oscilante tem a capacidade de dissipar cerca de 30% a 45% da energia do escoamento. Segundo Porto (1999) o ressalto oscilante apresenta a tendência de se deslocar para jusante, não guardando posição junto à fonte geradora. Ressaltos hidráulicos nesta faixa do número de Froude geralmente são vistos em estruturas de baixa queda e de grande vazão específica, tais como os vertedouros das usinas construídas no rio Madeira (UHE Santo Antônio e UHE Jirau).

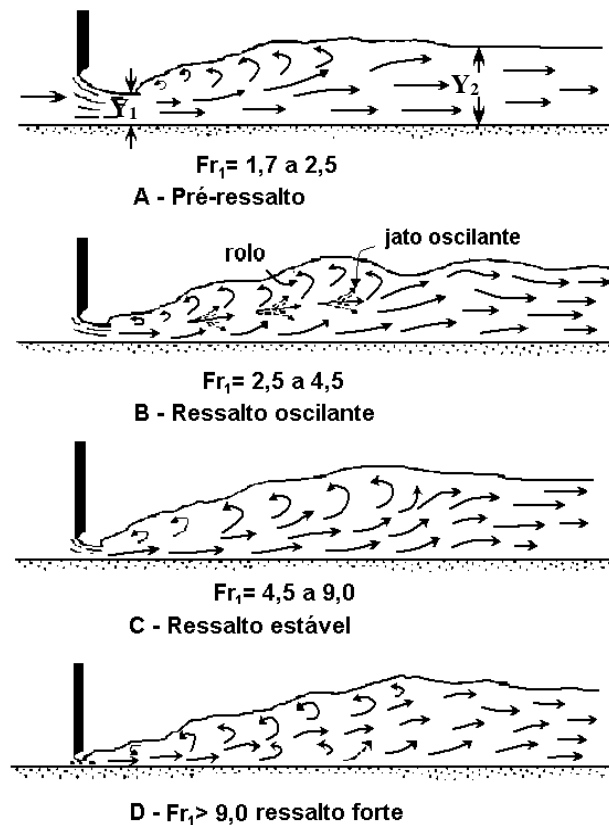


Figura 2.5 - Formas do ressalto hidráulico em função do número de Froude na seção de entrada (Fr_1) conforme apresentado em Peterka (1974).

Na faixa de número de Froude entre 4,5 a 9,0, desenvolve-se o “ressalto estável”, apresentando características externas estáveis. A energia total dissipada está entre 45% e 70% da energia do escoamento na entrada do ressalto. O ressalto estável também é conhecido por “ressalto ordinário”, cobrindo o domínio dos ressaltos hidráulicos mais utilizados como dissipadores de energia em obras hidráulicas, Porto (1999).

Conforme Peterka (1974), para valores do número de Froude acima de 9,0, o ressalto hidráulico apresenta uma grande energia cinética a ser dissipada, esta forma é conhecida como “ressalto forte”. Neste caso, o ressalto hidráulico apresenta uma intensa formação de vórtices, emulsão de ar, agitação da superfície e jatos de alta turbulência que se propagam para jusante por uma longa distância. A perda de energia é alta e pode alcançar 85% da energia de entrada. Segundo Porto (1999), ressaltos nessa faixa de número de Froude devem ser evitados nas construções hidráulicas (bacias de dissipação) devido a efeitos colaterais sobre a estrutura de dissipação, como processos abrasivos ou mesmo cavitação.

2.1.3 Ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros

O ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros (ou canais com mudança de declividade) é classificado de acordo com o seu grau de afogamento e sua posição em relação à estrutura de vertimento e bacia de dissipação. A Figura 2.6 apresenta a classificação do ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros.

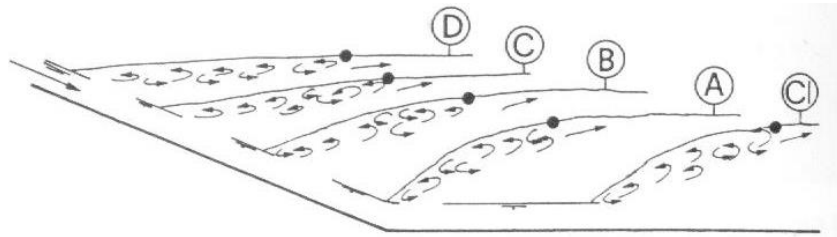


Figura 2.6 –Classificação do Ressalto Hidráulico formado a jusante de um vertedouro, Hager (1988).

O ressalto do tipo A (*A-jump*) forma-se quando a altura conjugada lenta (Y_2) calculada pela equação de Bélanger é igual à lâmina de água (T_w) sobre a bacia de dissipação. O ressalto formado se encontra inteiramente no canal horizontal à jusante do vertedouro e inicia-se logo após a mudança de declividade do canal.

O ressalto hidráulico do tipo CI (*CI-jump*) é caracterizado por se formar totalmente na parte horizontal da estrutura e longe do canal de maior inclinação (paramento inclinado do vertedouro). Esta condição ocorre quando lâmina de água a jusante (T_w) é inferior à altura conjugada lenta correspondente ao ressalto do tipo A.

À medida que se incrementa a altura da lâmina de água à jusante, de maneira que T_w torna-se maior que Y_2 , o ressalto desloca-se em direção ao vertedouro, ocorrendo assim o afogamento do ressalto. Dependendo da posição do ressalto sobre o vertedouro ou grau de afogamento, podem ocorrer três tipos de ressaltos hidráulicos:

- Ressalto do tipo B (*B-jump*), quando o ressalto se encontra parte na estrutura de dissipação, mas tendo seu início no paramento do vertedouro;
- Ressalto do tipo C (*C-jump*), quando o final do ressalto se encontra no início da estrutura de dissipação;
- Ressalto do tipo D (*D-jump*), caracterizado pela formação do ressalto inteiramente sobre o paramento do vertedouro, caracterizando um grande afogamento.

Segundo Wiest (2008), os escoamentos a jusante de vertedouros, de uma forma geral, apresentam a configuração de ressalto do tipo B, onde parte do ressalto forma-se sobre o vertedouro e parte sobre a bacia de dissipação. Os ressaltos dos tipos A, C e D raramente ocorrem em condições reais de operação desse tipo de estrutura.

O ressalto hidráulico do tipo B, ocorre quando há um aumento na profundidade da água a jusante do salto, de modo que o paramento inclinado atue como parte estrutura de dissipação, Wiest et al. (2020). Os autores afirmam que o número de estudos realizados com relação ao ressalto afogado é reduzido se comparado ao volume de estudos realizados para ressaltos hidráulicos formados em canais horizontais.

2.1.3.1 Determinação da altura conjugada em ressaltos afogados

Hager (1988) realizou estudos experimentais visando a determinação da relação entre as alturas conjugadas (Y), válidos para ressaltos hidráulicos do tipo A e B formados a jusante de paramento inclinado com declividade de 45° . Segundo o autor, a relação entre as alturas conjugadas pode ser adequadamente representada pela utilização das variáveis: “ e ”, denominada depressão do ressalto e “ Z ”, altura em que inicia o ressalto com relação ao fundo da bacia de dissipação. A relação entre essas variáveis resulta no parâmetro “ E ”, sendo $E = e/T_w$ para $e = T_w - Z$. A Figura 2.7 apresenta o conjunto de parâmetros utilizados por Hager (1988) para a determinação da relação das alturas conjugadas para o ressalto afogado.

A Equação 2.7 apresenta a relação das alturas conjugadas (Y) para o ressalto afogado determinada por Hager (1988) através de dados experimentais.

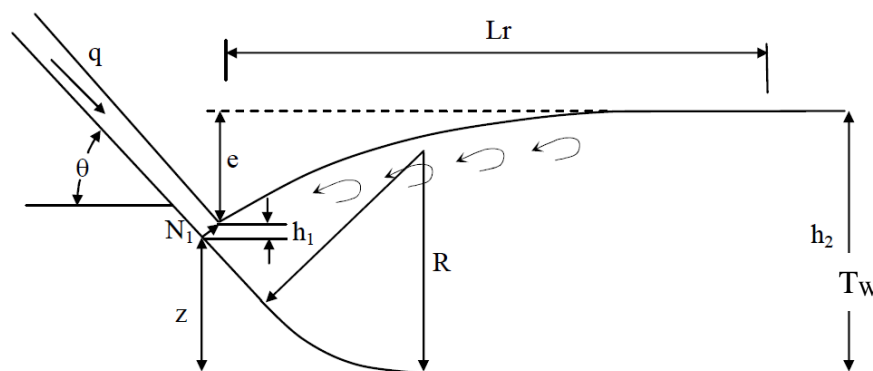


Figura 2.7 – Conjunto de parâmetros utilizados por Hager (1988).

$$Y = 23,5 \left(1 + \frac{3}{2} E \right)^{-2} + \frac{\sqrt{2}(Fr_1 - 3)}{\tanh(3E)} \quad 2.7$$

Onde:

$Y = T_W/h_1$, relação das alturas conjugadas;

$E = e/T_W = (T_W - Z)/T_W$;

e = depressão do ressalto;

$h_1 = N_1 \cos \theta$;

N_1 = lâmina de água perpendicular ao paramento inclinado;

Z = altura em que se inicia o ressalto hidráulico, medida com relação a bacia de dissipação.

A expressão apresentada pelo autor é válida para: $3 \leq Fr_1 \leq 11$; $0,05 \leq E \leq 0,90$; $\theta = 45^\circ$ e $Y \geq 7,3$.

Kawagoshi e Hager (1990) ampliaram os estudos de Hager (1988) e apresentaram uma relação válida para estruturas com inclinações de 30° e 45° , $Fr_1 > 3,1$ e $0,3 < E < 1$.

$$Y = 3,75E^{-\text{tg}\theta} + \frac{\sqrt{2}(Fr_1 - 3)}{\tanh(3,5\cos\theta)} \quad 2.8$$

Onde:

$Y = T_W/h_1$, relação das alturas conjugadas;

θ = inclinação do paramento a montante do ressalto.

Ohtsu e Yasuda (1991) apresentam uma relação para as alturas conjugadas para um ressalto hidráulico formado a jusante de um canal inclinado, sem raio de concordância com o canal horizontal, para inclinações variando entre 0° e 60° e para números de Froude entre 6,0 e 14.

$$\frac{l_x}{Y_2} = \left[\frac{2,3}{(\text{tg}\theta)^{0,73}} - 0,8 \right] \left(\frac{T_W}{Y_2} - 1 \right)^{0,75} \quad 2.9$$

Onde:

l_x = comprimento horizontal entre a seção de início do ressalto e o início do canal horizontal a jusante;

θ = inclinação do paramento a montante do ressalto;

T_W = altura da lâmina de água a jusante do ressalto hidráulico;

Y_2 = altura conjugada lenta.

Carollo et al. (2011) também desenvolveram uma equação para a estimativa das profundidades conjugadas (Y), válida para ressaltos dos tipos A e B em canais lisos. Os autores compararam dados coletados em modelos físicos com as metodologias previamente existentes para a determinação das profundidades conjugadas (incluindo as desenvolvidas pelos autores mencionados anteriormente) e verificaram que nenhuma das equações analisadas produziu boas estimativas da relação Y_2/Y_1 . A partir da análise dimensional do fenômeno e utilizando os dados experimentais, foi ajustada uma equação com erro médio de 4,9%. Esta equação pode ser aplicada para determinar a razão entre as profundidades conjugadas para ressaltos hidráulicos do tipo B em canais com declividades de $8,5^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$.

$$\frac{T_w}{N_1 \cos \theta} = \sqrt{2} \exp\left(-\frac{tg\theta}{8,42}\right) E^{-\left[\frac{0,181}{(tg\theta)}\right]^{0,663}} (Fr_1 - 1)^{0,963} + \frac{1}{E} \quad 2.10$$

A Tabela 2.2 apresenta a faixa de variação dos parâmetros adimensionais referentes ao estudo realizado por Carollo et al. (2011).

Tabela 2.2– Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao estudo de Carollo et al. (2011).

θ	Fr_1	Y	E
$8,5^\circ$	2,2 – 5,1	4,4 – 9,5	0,3 – 1
$17,5^\circ$	3,3 – 9,9	6,8 – 22	0,1 – 1
30°	3,5 – 8,2	6,8 – 21	0,1 – 1

Bejestan e Shokrian (2015) também desenvolveram uma expressão para a determinação da razão das alturas conjugadas. Os autores argumentaram que essa relação, Equação 2.11, é mais precisa que a desenvolvida por Carollo et al. (2011) e apresenta a vantagem de não depender da inclinação do canal a montante da bacia de dissipação. Os testes experimentais compreenderam inclinações entre $14,5^\circ$ e $27,5^\circ$.

$$\frac{T_w}{N_1 \cos \theta} = \left[7,9 - 10,82 \frac{k_s}{h_c}\right] M^{\left[0,73 + 1,86 \frac{k_s}{h_c}\right]} N^{2,37} + M \quad 2.11$$

Onde :

$$M = (T_w - e)/N_1 \cos \theta$$

$$N = 1 - [(z + N_1 \cos \theta)/T_w]$$

h_c = profundidade crítica do escoamento;

k_s = dimensão da rugosidade do canal;

e = depressão do ressalto, diferença vertical da posição da superfície livre entre a seção de montante e de jusante do ressalto hidráulico.

A Tabela 2.3 apresenta a faixa de variação dos parâmetros adimensionais referentes ao estudo realizado por Bejestan e Shokrian (2015).

Tabela 2.3– Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao estudo de Bejestan e Shokrian (2015).

k_s/h_c	θ	Fr_1	Y	M
0	14,5°	2,57 – 5,58	5,33 – 12,45	1,06 – 10,62
0	20,5°	3,85 – 6,63	6,34 – 15,61	1,08 – 7,06
0	27,5°	7,44 – 11,74	7,44 – 11,74	1,11 – 9,13
0,035 – 0,452	14,5°	2,12 – 4,09	2,31 – 8,27	1,17 – 7,33
0,035 – 0,581	20,5°	1,80 – 4,83	2,11 – 6,96	1,13 – 6,48
0,035 – 0,581	27,5°	2,15 – 5,25	2,80 – 9,16	1,09 – 7,84

2.1.3.2 Posição de início de um ressalto hidráulico afogado

O ressalto hidráulico afogado, ocorre quando há um aumento na lâmina de água de jusante, de modo que o paramento inclinado atua como parte da estrutura de dissipação. Wiest et al. (2020), avaliou os resultados de diversos ensaios experimentais e propôs uma equação com o objetivo de prever a posição de início do ressalto hidráulico sobre o paramento inclinado de um vertedouro. A Equação 2.12, proposta pelo autor, é função do número de Froude e do grau de submergência (S) do ressalto hidráulico.

Wiest et al. (2020) compararam os resultados obtidos pelas equações que definem a relação das alturas conjugadas apresentadas por Hager (1988), Ohtsu e Iasuda (1991), Carollo et al. (2011) e Bejestan e Shokrian (2015) para a previsão da posição de início do ressalto hidráulico e verificou que a Equação 2.12 obteve melhores resultados. A Figura 2.8 apresenta os resultados obtidos por Wiest et al. (2020).

$$\frac{Z}{h_c} = [Fr_1(S - 1)]^{0,61} \quad 2.12$$

Onde:

Z = altura em que se inicia o ressalto hidráulico;

h_c = profundidade crítica do escoamento.

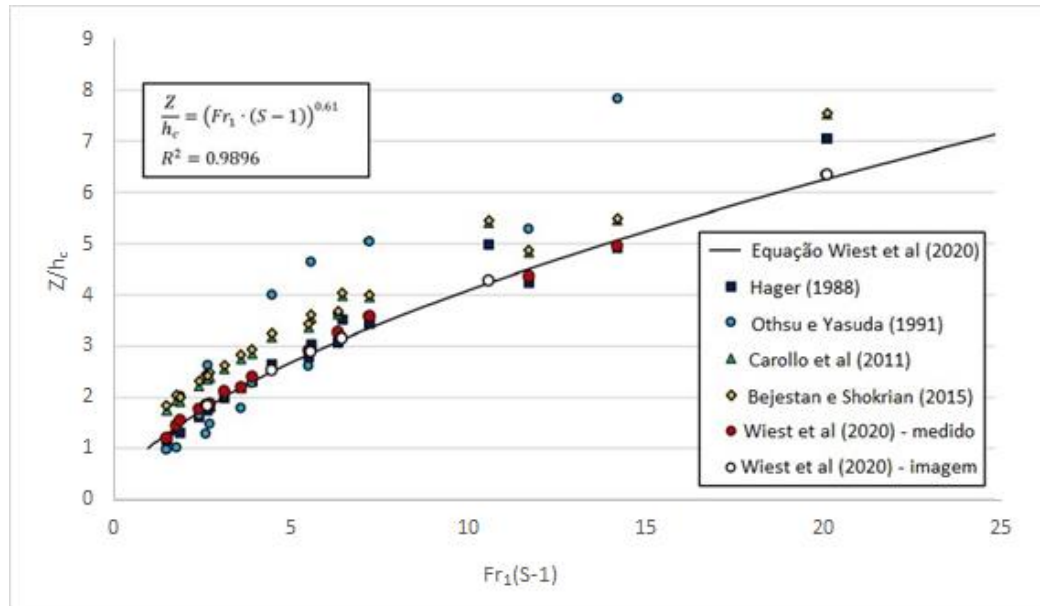


Figura 2.8 – Posição de início do ressalto hidráulico, Wiest et al. (2020).

2.1.4 Comprimento do ressalto e do rolo

Não existe um consenso no que diz respeito à determinação do comprimento do ressalto nem a zona do rolo, muitas vezes consideradas coincidentes. A Figura 2.9 apresenta um ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro representando o comprimento do ressalto livre (L_j), comprimento do ressalto afogado (L_{sj}) e o comprimento do rolo (L_r). A determinação do comprimento do rolo e do ressalto hidráulico é diretamente utilizada no dimensionamento de bacias de dissipação.

2.1.4.1 Comprimento do ressalto hidráulico

Desde o início do século XX, vários pesquisadores vêm estudando o ressalto hidráulico e propondo equações para estimar o seu comprimento (L_j). Este parâmetro é definido de diferentes maneiras não existindo um consenso na bibliografia. Os principais critérios usualmente adotados são:

- Local onde não há grande variação de níveis;
- Local onde o ressalto apresenta linha de água igual à altura conjugada lenta (Rajaratnam 1967);
- Local onde terminam as perturbações causadas pelo ressalto (Marques et al. 1997, Teixeira 2003 e Lopardo et al. 2004a).

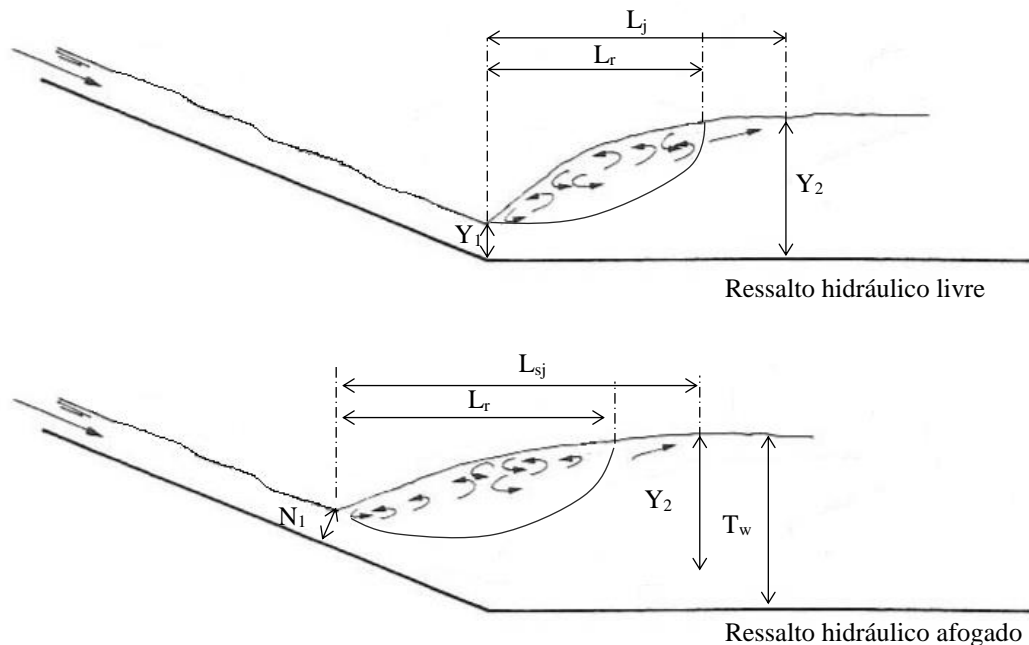


Figura 2.9 – Ressalto Hidráulico a jusante de um vertedouro (Y_1 = altura conjugada rápida, N_1 = altura conjugada rápida medida perpendicularmente ao paramento inclinado em um ressalto afogado, Y_2 = altura conjugada lenta, L_r = comprimento do rolo, L_j = comprimento do ressalto livre e L_{sj} = comprimento do ressalto afogado).

Na década de 50, USBR (1955) conduziu uma série de estudos a partir de 6 canais experimentais com diferentes dimensões. Com base nos estudos realizados, foi proposto um diagrama para determinação do comprimento do ressalto hidráulico em função do número de Froude na entrada do ressalto (Fr_1) e da altura conjugada lenta (Y_2), apresentado na Figura 2.10. A proposta do USBR (1955) abrange uma grande faixa de número de Froude e indica uma tendência de diminuição do comprimento adimensionalizado do ressalto a partir do número de Froude = 9. Também se verifica uma tendência do comprimento do ressalto permanecer constante quando o ressalto formado é do tipo estável na faixa de número de Froude de 6 a 9.

Segundo Elevatorski (1959), os resultados obtidos para bacias de dissipação tipo I na classificação USBR, podem ser analisados em função da diferença entre as alturas conjugadas lenta (Y_2) e rápida (Y_1).

Dentre as fórmulas sugeridas para determinação do comprimento do ressalto hidráulico, as equações mais utilizadas são as de Smetana (1934), Elevatorski (1959) e Peterka (1974). Segundo Gomes (2000) o tamanho do ressalto hidráulico pode apresentar uma oscilação de até $0,35(Y_2 - Y_1)$ na sua posição, devido às características macroturbulentas.

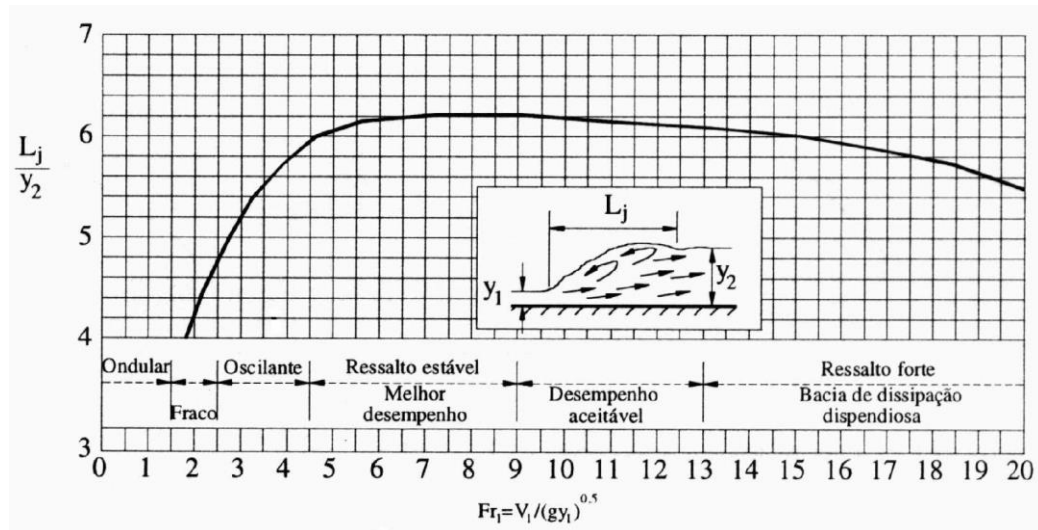


Figura 2.10 – Comprimento do ressalto hidráulico proposto pelo USBR (1955), Fonte: Porto (1999)

A Tabela 2.4 mostra as equações sugeridas por diferentes autores para determinação do comprimento do ressalto hidráulico livre (L_j).

Tabela 2.4 - Fórmulas sugeridas para o comprimento do ressalto hidráulico livre.

Autor	Data	Equação	
Smetana	1934	$L_j \cong 6 \cdot (Y_2 - Y_1)$	2.13
Peterka	1974	$L_j = 6,1 Y_2, 4,5 \leq Fr_1 \leq 9$	2.14
Elevatorski	1959	$L_j = 6,9 (Y_2 - Y_1)$	2.15
Marques et al.	1997	$L_j = 8,5 (Y_2 - Y_1)$	2.16
Teixeira	2003	$L_j = 8 (Y_2 - Y_1)$	2.17

Fonte: Elevatorski (1959), Marques et al. (1997) e Teixeira (2003).

Segundo Lopardo et al. (2004a) e Lopardo et al. (2004b), no caso do ressalto submerso, a variável macroscópica mais controversa em relação ao desenho de bacias de dissipação é o seu comprimento (L_{sj}), que depende do critério que definem as seções de início e final do ressalto.

Lopardo et al. (2004a) sugerem uma metodologia para a determinação do comprimento de um ressalto submerso, propondo definir um “comprimento de turbulência”, o qual caracteriza-se como a distância ao longo do ressalto no qual a flutuação de pressão passa a corresponder à flutuação de um escoamento a superfície livre. O autor apresenta para comparações entre os comprimentos de ressaltos submersos através da análise macroscópica e o comprimento calculado a partir a análise da flutuação de pressão, utilizando com fator

delimitador do ressalto hidráulico o coeficiente de flutuação de pressão $C_p = 0,02$. Lopardo et al. (2004a) concluem, para o número de Froude = 5, que o comprimento do ressalto hidráulico aumenta em função da submergência e que a análise macroscópica leva à determinação de comprimento de ressaltos maiores, tendo as duas metodologias apresentado diferenças crescentes em função do aumento da submergência.

2.1.4.2 Comprimento do rolo

Apesar de ter visualização mais fácil, também não há um consenso sobre a determinação do comprimento do rolo (L_r). Segundo Rajaratnam (1965b), confirmado posteriormente por Peterka (1974) e Lopardo (1986), o local do fim do rolo coincide com o local onde a altura de água alcança 95 % da altura conjugada na saída do ressalto (Y_2).

Já Marques et al. (1997), partir de uma abordagem estatística, fixaram o comprimento do rolo como sendo o local onde o coeficiente de assimetria da amostra da pressão instantânea encontra seu valor mínimo (negativo), indicando que o escoamento atingiu a superfície.

A Tabela 2.5 apresenta duas equações utilizadas para o cálculo do comprimento do rolo.

Tabela 2.5 - Fórmulas sugeridas para o comprimento do rolo em um canal horizontal.

Autor	Data	Equação	
Peterka	1974	$L_r = 4,5 \cdot Y_2, \quad (4,5 \leq Fr_1 \leq 9)$	2.18
Marques et al.	1997	$L_r = 6,0 \cdot (Y_2 - Y_1)$	2.19

Fonte: Teixeira (2003).

Segundo Gomes (2000) o comprimento do rolo pode apresentar uma oscilação na sua posição de aproximadamente $0,50(Y_2 - Y_1)$, devido às características macroturbulentas.

A determinação do comprimento do ressalto hidráulico e do rolo através de variáveis estatísticas de dados de pressão instantâneas, tal como proposto por Marques et al. (1997), Teixeira (2003) e Lopardo et al. (2004a), são abordagens modernas e que fornecem informações úteis ao dimensionamento de bacias de dissipação.

2.1.5 Dissipação de energia

A perda de energia (ΔE) no ressalto hidráulico pode ser determinada a partir da diferença de energia entre as seções imediatamente anterior (E_1) e posterior (E_2) do ressalto hidráulico como pode ser visto na Figura 2.11.

Os parâmetros apresentados na Figura 2.11 são: seção de entrada do ressalto hidráulico (S_1); seção de saída do ressalto hidráulico (S_2); alturas conjugadas do ressalto hidráulico (Y_1 e Y_2); velocidade média na entrada do ressalto hidráulico (V_1) e velocidade média na saída do ressalto hidráulico (V_2).

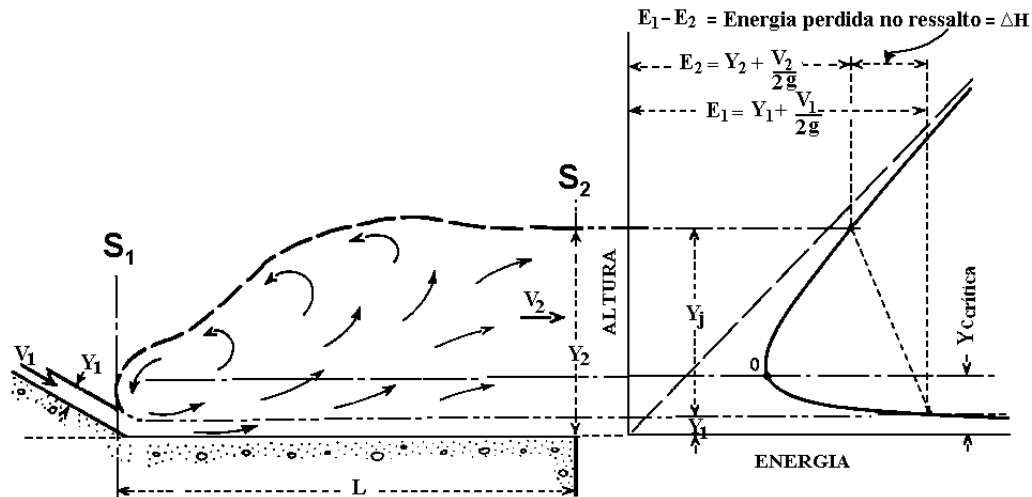


Figura 2.11 - Esquema das alturas conjugadas relacionadas com a perda de energia, Elevatorski (1959).

No caso de um canal com seção constante e fundo horizontal podemos determinar a perda de energia da seguinte forma:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \left(Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad 2.20$$

Realizando as devidas substituições e simplificações, determinamos a perda de energia no ressalto hidráulico por:

$$\Delta E = \frac{1}{4} \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{(Y_1 \cdot Y_2)} \quad 2.21$$

Diversos pesquisadores determinaram equações que representassem a perda de energia no ressalto hidráulico formado em um canal horizontal a partir de equações que relacionassem as alturas conjugadas e o número de Froude. Peterka (1974) mostrou que a eficiência de dissipação de energia no ressalto é diretamente proporcional ao número de Froude. No entanto, à medida que o número de Froude aumenta, o ganho de eficiência diminui (Figura 2.12).

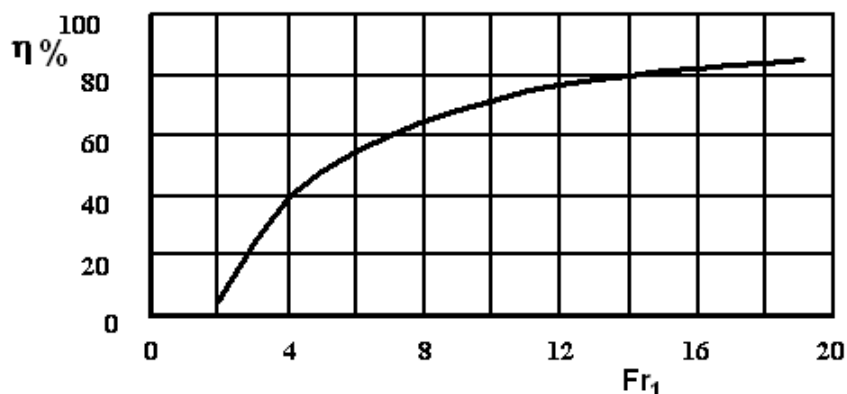


Figura 2.12 - Eficiência do ressalto hidráulico de acordo com o número de Froude.
Fonte: Peterka (1974).

2.2 ONDAS EM CORPOS DE ÁGUA

2.2.1 O que é uma onda?

Difícilmente podemos encontrar um corpo de água em contato com a atmosfera que não possui ondas em sua superfície. Estas ondas são a manifestação de forças atuando num fluido, tendendo a deforma-lo, em oposição à ação da gravidade e da tensão superficial, que em conjunto atuam para manter o nível da superfície líquida. Desta forma, para criar uma onda, é necessário algum tipo de força, tal como o vento ou um objeto caindo sobre a água. Após a onda ser criada, a força gravitacional e a tensão superficial começam a atuar, permitindo que a onda se propague, tal como a tensão em uma corda faz com que esta vibre (Dean e Dalrymple 1992). Em uma descrição geral, pode-se dizer que: ondas (mecânicas) são movimentos oscilatórios que se propagam em um meio, transportando apenas energia, sem transportar matéria.

Ondas, em corpos de água, ocorrem em todos os tamanhos e formas, dependendo da magnitude das forças atuantes. Um objeto grande ou um objeto pequeno ao impactar a água criam ondas de diferentes tamanhos, o que indica que as forças (pressões) atuantes sobre a superfície do fluido são importantes, bem como a magnitude do fluido deslocado.

As forças gravitacionais da lua e do sol formam as mais longas ondas de água conhecidas, as marés, que se estendem por metade da circunferência do planeta. As menores, por sua vez, podem ter bem menos do que um centímetro de comprimento. O comprimento da onda dá uma ideia da magnitude das forças atuantes (Figura 2.13)

A importância das ondas não pode ser subestimada. Qualquer coisa que esteja próximo ou no interior de um corpo de água está sujeito à ação de ondas (Dean e Dalrymple 1992).

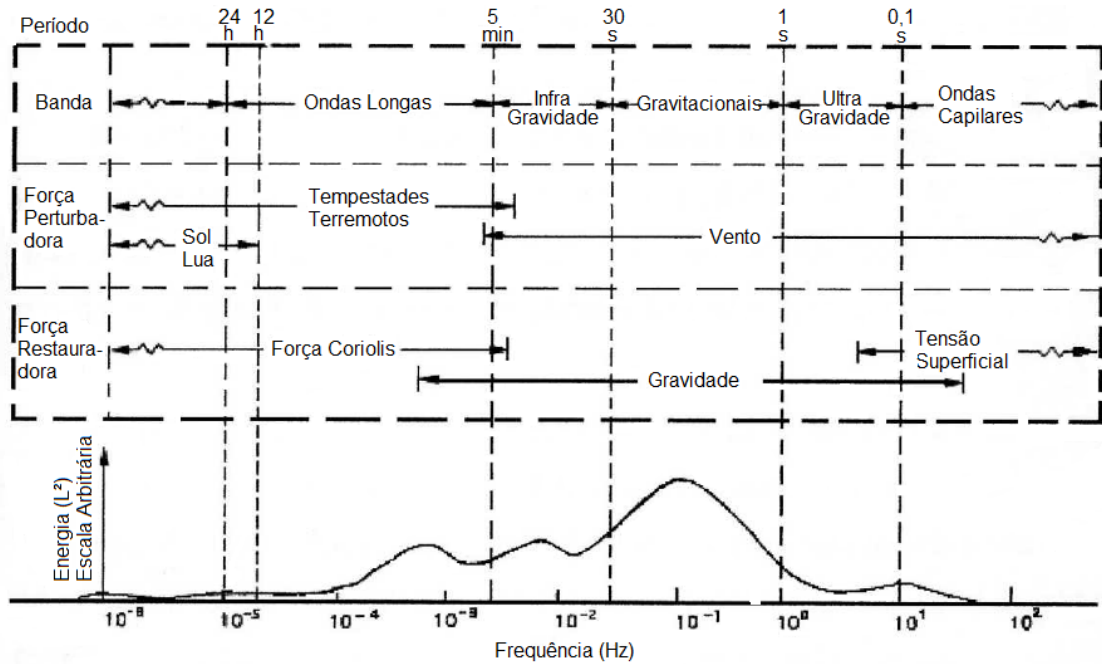


Figura 2.13 – Distribuição da energia das ondas em função dos fenômenos atuantes (adaptado de Kinsman (1965)).

2.2.2 Características das ondas

Conforme Kamphuis 2010, ondas em corpos de água são flutuações do nível de água, acompanhadas por correntes, acelerações e flutuações de pressões locais.

Os parâmetros mais importantes que descrevem as ondas são seu comprimento, sua altura e a profundidade da água sobre a qual elas estão se propagando. Os parâmetros de velocidade e aceleração do escoamento induzido pelas ondas, podem ser determinados teoricamente a partir dessas quantidades (Dean e Dalrymple, 1992). A forma mais simples de representação da onda é a senoidal, que será empregada aqui para determinar as propriedades mais básicas das ondas (Figura 2.14).

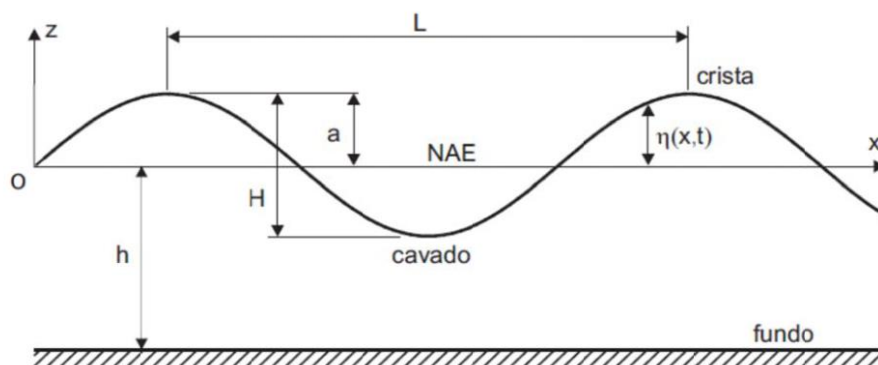


Figura 2.14 – Propriedades básicas das ondas (Carneiro, 2012).

Os níveis mais elevados da superfície de água são chamados de cristas e os mais baixos de cavado das ondas. A distância vertical entre uma crista e um cavado subsequente corresponde à altura da onda (H). A distância horizontal entre duas cristas ou dois cavados sucessivos é o comprimento de onda (L). A onda se propaga a uma velocidade (C) e o tempo (T) necessário para que a onda passe por um determinado ponto chama-se período da onda. O inverso do período é a frequência da onda (f). A amplitude da onda (a) é a distância entre a crista (ou cavado) e o nível médio da superfície. A distância entre o nível médio e o fundo é denominada profundidade (h).

Na natureza as ondas raramente apresentam uma forma senoidal e nem mesmo se propagam em apenas uma direção. As ondas são sobreposições de um grande número de ondas senoidais que se propagam em diferentes direções, Dean e Dalrymple (1992) e Laing et al. (1998).

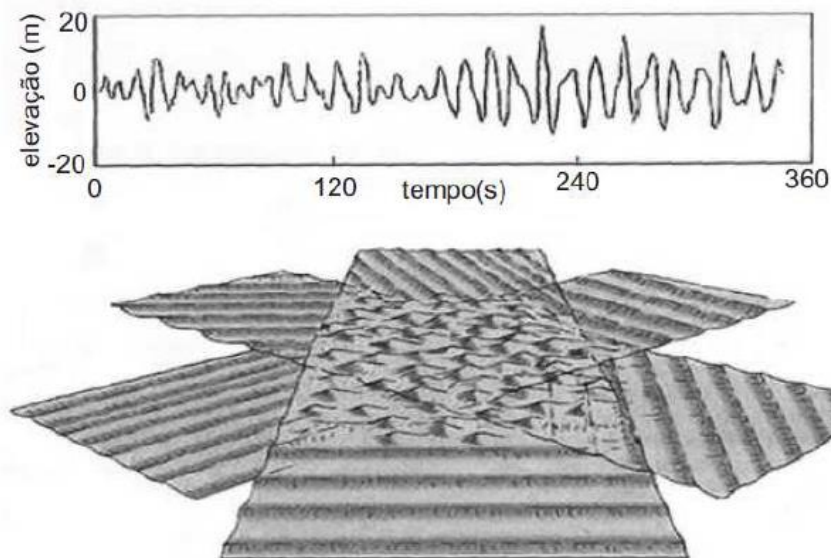


Figura 2.15 – Ilustração da formação de ondas em uma região com processos de interações e superposições. Fonte: Martins (2003).

2.2.3 Teorias de onda

As ondas, especificamente as geradas pelo vento, têm sido descritas por várias teorias diferentes. As abordagens mais comuns utilizam as equações do movimento e da continuidade para um fluido ideal (homogêneo, incompressível e sem viscosidade) sujeitas às condições de contorno apropriadas. O resultado é a teoria de onda de Stokes.

Se considerarmos também a altura de onda infinitesimalmente menor se comparada com as outras grandezas características, tal qual o comprimento e a profundidade, o resultado é a

Teoria das Ondas de Pequena Amplitude, inicialmente discutida por Airy (1845) apud Kamphuis (2010). A Teoria das Ondas de Pequena Amplitude constitui a primeira ordem de aproximação da teoria de Stokes. No entanto, quando as amplitudes se tornam maiores, aproximações de ordens superiores da teoria de Stokes são utilizadas para descrever as propriedades das ondas de forma mais precisa.

Existem outras abordagens teóricas, tais como: Teoria da Onda Rotacional, Teoria da Onda Cnoidal, e Teoria da Onda Solitária. A Teoria da Onda Rotacional, é uma abordagem simples e raramente utilizada nos dias atuais. A Teoria da Onda Cnoidal, derivada das equações de Korteweg e de Vries, é descrita em detalhes por Korteweg e de Vries (1895) apud Kamphuis, (2010), Isobe (1985) e outros. Já a Teoria da Onda Solitária, válida para águas muito rasas, foi desenvolvida por Boussinesq (1872) apud Kamphuis, (2010), McCowan (1891, 1894) e outros, sendo popularizada por Munk (1949).

A Teoria da Onda de Pequena Amplitude se aplica melhor para pequenas ondas em água profundas, enquanto as aproximações de ordem superior de Stokes podem ser utilizadas para ondas maiores em água profundas. Em águas mais rasas deve ser aplicada a Teoria da Onda Senoidal, que considera a distorção do formato da onda devido à interação do fluido com o fundo. No limite, à medida que a onda atinge águas muito rasas, e se encontra em uma situação na eminência de arrebentar, a Teoria da Onda Solitária deve ser utilizada. As três abordagens teóricas são contínuas. A Teoria Cnoidal torna-se Stokes em água profundas e Teoria da Onda Solitária em águas rasas. A aplicabilidade das diversas teorias de onda foi resumida por Le Méhauté (1976), Figura 2.16. Sendo águas rasas quando a relação entre profundidade (h) e comprimento de onda (L) são $h/L < 0,05$ e, águas profundas onde $h/L > 0,50$.

Ao longo dos anos, segundo Kamphuis (2010), a utilização da Teoria da Onda de Pequena Amplitude se mostrou confiável para condições de ondas geradas localmente pelo vento (*sea*) e para ondas formadas a longas distâncias (*swell*), basicamente porque é consistente com as considerações de projeto e com a incerteza dos dados de onda. Os dados nos quais os projetos se baseiam são normalmente escassos, incompletos e aproximados, desta forma, os métodos de dimensionamento nos quais a teoria de ondas se aplica são relativamente rudimentares. Teorias mais complexas são normalmente utilizadas apenas para pesquisa e projetos muito complexos.

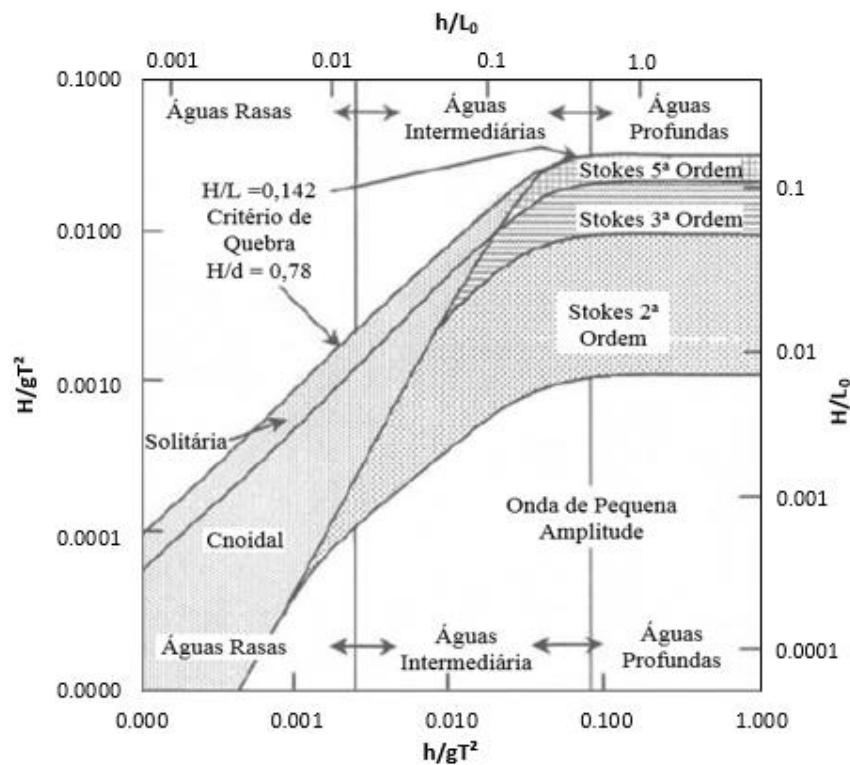


Figura 2.16 – Aplicabilidade das diversas teorias de ondas (adaptado de Kamphuis 2010).

2.2.4 Teoria da onda de pequena amplitude

A base para a Teoria da Onda de Pequena Amplitude é a onda senoidal apresentada na Figura 2.14. Nessa Figura, o nível de água constante, definido como a superfície da água na ausência de qualquer ação da onda, é a origem do sistema. O eixo x é horizontal e paralelo com a direção de propagação da onda e assume-se que não existe qualquer variação na direção y e perpendicular ao eixo x . O eixo z é vertical e crescente para cima e, desta forma, a posição do fundo é $z = -h$ e a superfície da água está centrada em $z = 0$.

Na Teoria da Onda de Pequena Amplitude posição da superfície da onda é senoidal, $\eta(x,t)$ e o potencial de velocidade $\phi(x,z,t)$ são descritos por:

$$\eta(x,t) = a \cos(kx - \omega t) = a \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad 2.22$$

$$\phi(x,z,t) = -\frac{Hg}{2\omega} \frac{\cosh[k(h+z)]}{\cosh(kh)} \sin(kx - \omega t) \quad 2.23$$

Onde:

a = amplitude da onda;

x = distância na direção de propagação da onda;

t = tempo;

T = período da onda;

L = comprimento da onda;

k = número de onda;

ω = frequência angular da onda.

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad 2.24$$

A distância vertical entre uma crista e o cavado é denominada altura da onda ($H = 2a$). A relação entre a altura da onda e o seu comprimento (H/L) é chamado de declividade/esbeltez da onda e a velocidade de propagação da onda, denominada celeridade, $C = L/T$. A relação entre o número de onda (k) e a frequência angular da onda (ω) é descrita pela equação de dispersão:

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad \text{ou} \quad \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = g \left(\frac{2\pi}{L}\right) \tanh(kh) \quad 2.25$$

Reescrevendo a equação como $\omega^2 h / gkh = \tanh(kh)$ e graficando cada termo em função de kh , para um determinado valor de $\omega^2 h / g$ tem-se a Figura 2.17. A solução para a Equação de Dispersão é a interseção das duas curvas, existindo apenas uma solução possível para o valor de k , onde ω e h são dados.

Por definição, uma onda propaga-se uma distância (L) no período de tempo (C), desta forma pode-se determinar a velocidade de propagação da onda a partir da Equação de Dispersão. Uma manipulação algébrica similar fornece a relação para o comprimento de onda (L).

$$C^2 = \frac{L^2}{T^2} = \frac{g}{k} \tanh(kh) \quad 2.26$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh) \quad 2.27$$

Em águas profundas, kh tem um valor grande e $\tanh(kh) = 1$, desta forma $L = L_0 = gT^2 / 2\pi$, onde o zero subscrito é usado para denotar valores em águas profundas.

$$L = L_0 \tanh(kh) \quad 2.28$$

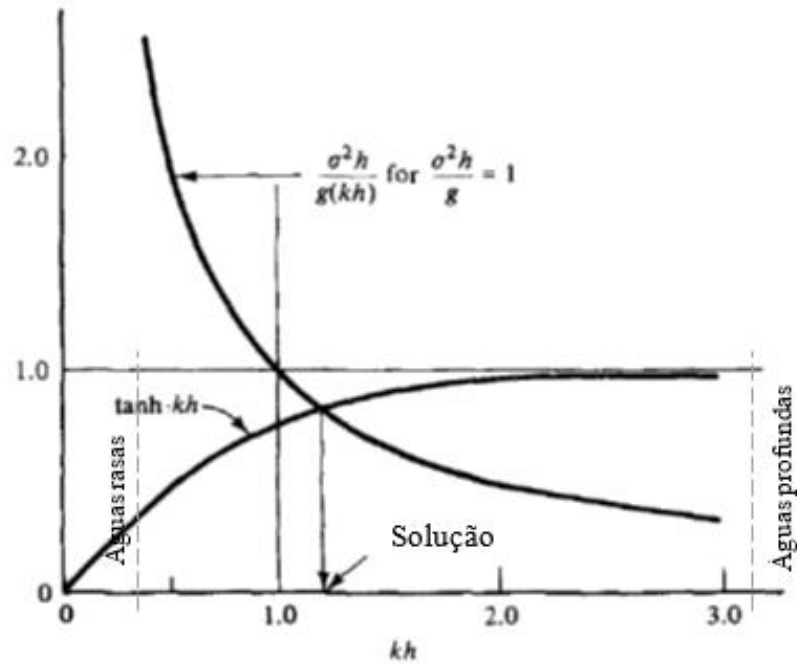


Figura 2.17 – Solução única para a equação de dispersão (Adaptado de Dean e Dalrymple, 1992).

Introduzindo a equação de dispersão no potencial de velocidades obtemos:

$$\phi(x, z, t) = -\frac{H}{2} C \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \text{sen}(kx - \omega t) \quad 2.29$$

Derivando o potencial de velocidades nas direções horizontal (u) e vertical (w) obtém-se o campo de velocidades nas respectivas direções:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) \quad 2.30$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{H}{2} \omega \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \text{sen}(kx - \omega t) \quad 2.31$$

Derivando essas expressões com relação ao tempo temos as acelerações locais nas direções horizontal e vertical.

$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \text{sen}(kx - \omega t) \quad 2.32$$

$$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) \quad 2.33$$

A partícula de água na posição média (x_1, z_1) será deslocada pelas pressões induzidas pela onda e desta forma a posição instantânea da partícula será ($x_1 + \zeta, z_1 + \delta$). Os componentes dos deslocamentos (ζ, δ) da partícula de água podem ser definidos a partir da integral da velocidade com relação ao tempo.

$$\zeta(x_1, z_1, t) = \int u(x_1 + \zeta, z_1 + \delta) dt \quad 2.34$$

$$\delta(x_1, z_1, t) = \int w(x_1 + \zeta, z_1 + \delta) dt \quad 2.35$$

$$\zeta = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \text{sen}(kx_1 - \omega t) \quad 2.36$$

$$\delta = -\frac{H}{2} \frac{\sinh k(h+z_1)}{\sinh kh} \text{cos}(kx_1 - \omega t) \quad 2.37$$

A forma da trajetória da partícula de água depende da profundidade relativa (h/L). Para uma partícula em águas rasas ($h/L < 0,05$), sua trajetória não apresenta deslocamento horizontal variando o com a profundidade. Em águas profundas ($h/L > 0,50$) a trajetória tem a forma circular, com o raio variando exponencialmente com a profundidade. A sobreposição dos dois casos ocorre na condição de águas intermediárias ($0,05 < h/L < 0,50$).

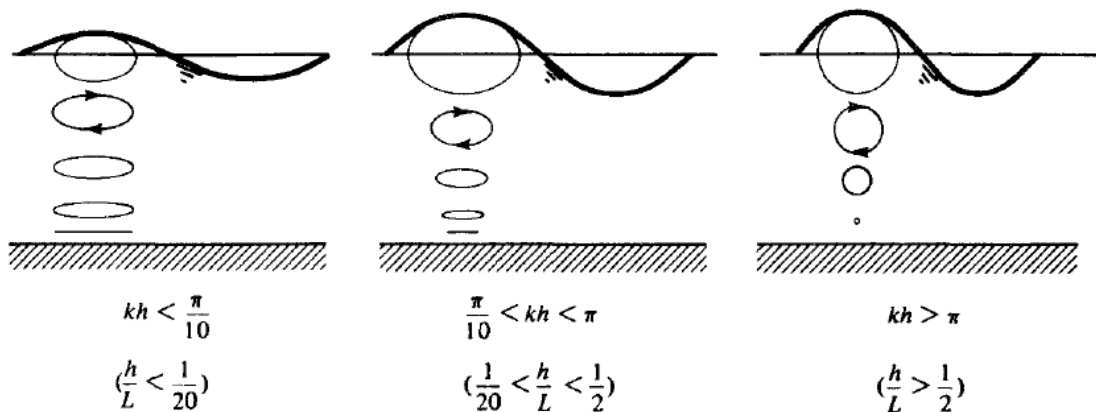


Figura 2.18 – Trajetórias da partícula para diferentes profundidades relativas (Fonte: Dean e Dalrymple 1992).

A Figura 2.19 apresenta a diferença de fase entre a velocidade e a aceleração de uma partícula da onda. Nota-se para as posições dentro da trajetória onde a velocidade apresenta seus valores máximos e mínimos, a aceleração da partícula é igual a zero, e vice-versa.

Para resolver as equações apresentadas anteriormente e as demais da Tabela 2.6 faz-se necessário conhecer o comprimento da onda (L), que pode ser calculado através da Equação 2.27. No entanto, esta é uma equação implícita e só pode ser resolvida numericamente. Tabelas

de soluções foram preparadas para calcular o valor de L e de outras importantes características das ondas. Essas tabelas são conhecidas como Tabelas de Onda e foram publicadas por CERC (1984).

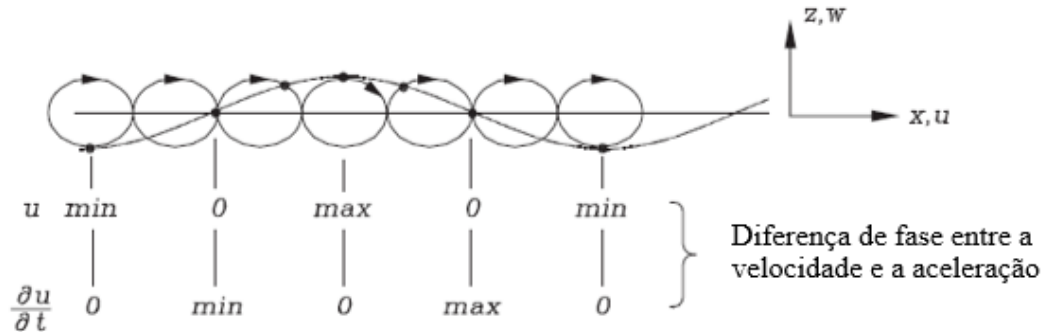


Figura 2.19 – Diferença de fase entre a velocidade e a aceleração de uma partícula de uma onda (adaptado de Andersen e Figaard, 2011).

Tabela 2.6 – Equações para ondas progressivas (Kamphuis 2010).

Descrição	Equação	Águas Profundas (h/L > 0,50)	Águas Rasas (h/L < 0,05)
1) Superfície da água (m)	$\eta(x, t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t)$		
2) Velocidade Propagação (m/s) (Equação de Dispersão)	$C = \frac{L}{T} = \frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kh)}$	$C_0 = \frac{gT}{2\pi}$	$C = \sqrt{gh}$
3) Comprimento de onda (m)	$L = CT = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh)$	$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$	
4) Componente Horizontal da Velocidade Orbital (m/s)	$u = \frac{\pi H \cosh k(h+z)}{T \sinh kh} \cos(kx - \omega t)$	$u_0 = \frac{\pi H_0}{T} e^{k_0 z} \cos(k_0 x - \omega t)$	
5) Componente Vertical da Velocidade Orbital (m/s)	$w = \frac{\pi H \sinh k(h+z)}{T \sinh kh} \sin(kx - \omega t)$	$w_0 = \frac{\pi H_0}{T} e^{k_0 z} \sin(k_0 x - \omega t)$	
6) Componente Horizontal do Semieixo (m)	$A_x = \frac{H \cosh k(z+h)}{2 \sinh(kh)}$	$A_0 = \frac{H_0}{2} e^{k_0 z}$	
7) Componente Vertical do Semieixo (m)	$B_z = \frac{H \sinh k(z+h)}{2 \sinh(kh)}$	$B_0 = A_0$	
8) Pressão (mca)	$\frac{P}{\rho g} = -z + K_p \eta$		
9) Fator de Resposta de Pressão	$K_p = \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh(kh)}$	$K_p = e^{k_0 z}$	
10) Densidade de energia (j/m ²)	$E_w = \frac{1}{8} \rho g H^2$		
11) Potência da onda (W/m)	$P_w = E_w C_G$	$P_w = \frac{E_w C_0}{2}$	$P_w = E_w C$
12) Velocidade de grupo (m/s)	$C_G = nC$	$(C_G)_0 = \frac{C_0}{2}$	$C_G = C$
13) Parâmetro de velocidade de grupo	$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right]$	$n_0 = \frac{1}{2}$	$n = 1$
14) Transporte de massa no fundo (m/s)	$U_B = \frac{5}{4} \frac{a^2 k \omega}{\sinh^2(kh)}$		
15) Critério de quebra de onda	$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh(kh)$	$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142$	$\left(\frac{H}{h}\right)_{max} = 0,78$
16) MWL-SWL (m)	$\Delta = \frac{H^2 k}{8} \coth(kh)$	$\Delta = \frac{H^2 k}{8}$	

2.2.5 Teoria não linear (Stokes de segunda ordem)

A teoria da onda de pequena amplitude, discutida na seção anterior, satisfaz formas linearizadas nas condições de contorno cinemática e dinâmica para a superfície livre, Dean e Dalrymple (1992). A teoria linear é útil em variadas condições, mesmo quando os requisitos de pequenos valores para $kH/2$ são violados. A extensão da teoria linear para uma segunda ordem de Stokes, ou ordens superiores, não lineares, permite representar de forma mais precisa as ondas reais existentes na natureza a medida que a altura da onda (H) vai aumentando.

A superfície livre e o potencial de velocidades, para a teoria de Stokes de segunda ordem são descritos, conforme Dean e Dalrymple (1992), por:

$$\eta(x, t) = \epsilon \eta_1 + \epsilon^2 \eta_2 \quad 2.38$$

$$\eta(x, t) = \frac{H_1}{2} \cos(kx - \omega t) + \frac{H_1^2 k \cosh(kh)}{16 \sinh^3(kh)} (2 + \cosh(2kh)) \cos 2(kx - \omega t) \quad 2.39$$

$$\phi(x, z, t) = \epsilon \phi_1 + \epsilon^2 \phi_2 \quad 2.40$$

$$\phi(x, z, t) = -\frac{H_1 g \cosh[k(h+z)]}{2\omega \cosh(kh)} \sin(kx - \omega t) - \frac{3}{32} H_1^2 \omega \frac{\cosh[2k(h+z)]}{\sinh^4(kh)} \sin 2(kx - \omega t) \quad 2.41$$

Onde, $\epsilon = ak$, sendo a a amplitude e k o número de onda.

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad 2.42$$

Diferindo da teoria linear, a teoria de Stokes apresenta características marcadamente não lineares. Em geral as ondas de Stokes diferem da teoria linear das seguintes maneiras:

- Perfil da onda de Stokes difere da senoidal e apresenta alturas maiores que as apresentadas na teoria linear;
- Sua utilização é vantajosa quando o comprimento da onda supera o dobro da profundidade da lâmina de água;
- A amplitude da crista é maior que a amplitude da depressão.

2.2.6 Relação entre ondas e correntes

Segundo Neves e Dias (2013), devido à presença de ventos e de outras forças geradoras de correntes sobre corpos de água, raramente as ondas se propagam ou são geradas em fluidos

em repouso. Os gradientes horizontais e verticais de velocidade determinam a distribuição de vorticidade que, por sua vez, influenciam a dinâmica do escoamento oscilatório. Desta forma, é fundamental a realização de medições detalhadas do campo de velocidades, não apenas para a verificação experimental de teorias rotacionais de ondas, mas para a correta estimativa da altura e do período das mesmas.

As teorias matemáticas que descrevem a propagação das ondas na superfície do mar foram amplamente baseadas na hipótese de escoamentos irrotacionais. Entretanto, é inadequada a descrição matemática das ondas sem a inclusão de efeitos de correntes.

Conforme apresentado por Neves e Dias (2013), as diferenças principais entre as teorias matemáticas clássicas apresentadas na literatura e a teoria apresentada pelos autores consistem na não linearidade do problema, na presença de vorticidade e o efeito Doppler.

Em primeiro lugar, sabe-se que ondógrafos de pressão tendem a subestimar a elevação da crista e a superestimar a elevação do cavado. Esta é uma característica não linear, pois a diferença entre as oscilações da pressão dinâmica e o deslocamento da superfície livre são proporcionais à esbeltez da onda (razão entre altura e comprimento da onda).

Em segundo lugar, sabe-se que a vorticidade altera significativamente a dinâmica do escoamento. Tais efeitos não são considerados quando se utilizam, para fins de projeto, teorias fundamentadas no potencial de velocidades, linearmente superpostas a correntes observadas na natureza, reconhecidamente rotacionais.

Em terceiro lugar, o período da onda que é observado em um referencial fixo (período aparente) é diferente daquele medido em um referencial que se desloca com o fluido (período intrínseco), fenômeno esse denominado efeito Doppler.

2.2.6.1 Estudos experimentais

O problema da sobreposição de ondas e corrente foi fortemente motivado pelos chamados “quebra-mares pneumáticos”, um tubo perfurado assentado sobre o fundo do mar, dentro do qual se injeta ar comprimido, criando uma cortina de bolhas na água. Segundo Neves e Dias (2013), Sir G. I. Taylor, em 1942, levantou a hipótese que uma cortina de bolhas poderia ser útil como um escudo contra a ação de ondas.

Taylor (1955) mostrou teoricamente que as bolhas produziam uma corrente de água ascendente que se expandia numa corrente horizontal próxima à superfície. Desta maneira, percebeu ser mais provável que as ondas fossem bloqueadas por esta corrente induzida e não pela ação direta das bolhas. Seu estudo baseou-se na investigação matemática das condições

sob as quais ocorreria tal bloqueio. Foram realizadas análises com dois tipos de correntes: com velocidade constante até uma determinada profundidade ou com velocidade decrescente entre a superfície e fundo.

Evans (1955) realizou experimentos que comprovaram que as ondas eram de fato bloqueadas por uma corrente horizontal, com incidência em sentido contrário ao de propagação das ondas, gerada pelas bolhas.

Lorenz et al. (1959) conduziram estudos experimentais com objetivo de avaliar a eficiência de quebra-mares pneumáticos e hidráulicos. Os ensaios realizados com o sistema pneumático indicaram que a potência requerida para um dado valor de atenuação da onda depende apenas do comprimento da onda, da submergência da tubulação de insuflação de ar, e da profundidade da lâmina de água. A utilização de diversas tubulações de quebra-mares pneumáticos com diferentes espaçamentos não apresentou vantagem sobre a situação onde se emprega apenas uma tubulação de distribuição de ar.

Os testes com quebra-mares hidráulicos indicaram que os requisitos de potência para o sistema variam tanto com a relação de esbeltez da onda quanto com o comprimento. Lorenz et al. (1959) também verificou que a descarga e conseqüentemente os requisitos para o sistema de suprimento eram afetados pelo diâmetro do orifício de distribuição (perda de carga).

Os requisitos de potência do sistema pneumático eram inferiores ao do sistema hidráulico para valores médios de esbeltez da onda, no entanto, a atenuação máxima foi obtida foi inferior.

Van Hoften e Karaki (1970) apud Neves e Dias (2013) estudaram a dissipação de energia das ondas e as trocas energéticas entre onda e corrente. Este estudo concluiu que a velocidade orbital das ondas distorce o perfil da corrente, existe produção de energia turbulenta próximo à superfície como resultado da interação com as ondas e aumento do gradiente de velocidade junto ao fundo (tensão).

Battjes (1981) estudou os efeitos de correntes de maré sobre as magnitudes das alturas de ondas do estuário Oosterschelde, Holanda. As observações indicam que, para uma mesma lâmina de água e para o mesmo clima de ondas, a altura significativa apresentava um comportamento histerético ao longo do ciclo de maré, ou seja, para a mesma lâmina de água, a altura significativa na vazante era diferente daquela na enchente.

Gabriel e Hedges (1986) determinaram o espectro da elevação da superfície livre a partir de medições de pressão registradas sob ondas irregulares deslocando sobre ação de uma corrente contrária em um canal de ondas. Os autores demonstraram que o efeito Doppler deveria ser considerado quando os espectros das superfícies livres fossem determinados a partir medições de pressão sub-superficiais feitas na presença de correntes. Foram comparados os

espectros observados e o previsto para o deslocamento da superfície livre a partir do registo da pressão. Em um caso, o efeito Doppler devido a corrente foi ignorado para a determinação do número de onda (k) a partir da frequência observada na medição (ω). Em outra análise considerou-se o efeito Doppler através da equação a seguir:

$$(\omega_a - kU)^2 = gk \tanh(kh) \quad 2.43$$

Onde:

U = é a velocidade da corrente (perfil uniforme) na direção de propagação da onda;

h = profundidade;

k = número de onda;

ω_a = frequência angular absoluta da onda.

Denomina-se frequência angular intrínseca (ou relativa) da onda, ω_r , o valor de frequência em relação ao fluido em movimento:

$$\omega_r = (\omega_a - kU) \quad 2.44$$

Gabriel e Hedges (1986) verificaram que é particularmente importante levar em consideração o efeito Doppler quando o transdutor de pressão é instalado próximo ao leito. Além disso, os autores afirmam que o coeficiente empírico de correção utilizado para converter os dados de pressão em valores de altura de ondas, considerando a teoria linear, para águas sem correntes talvez não seja apropriado para a determinação dos espectros de ondas se deslocando sobre o efeito de correntes. Além disto, a utilização da Equação 2.43 considera assumir que a corrente é verticalmente uniforme, o que frequentemente não é verdadeiro para condições de oceano.

Smith (2002) comparou resultados de medições das feições de ondas medidas através de uma boia e determinadas a partir de medições de pressão junto ao fundo, realizadas na baía de Willapa, costa sudoeste do estado de Washington, EUA, em condições sobre ação de correntes. A autora constatou que ao desprezar os valores de corrente podem ocorrer erros da ordem de 20% na estimativa de alturas de onda, sendo estas alturas superestimadas na condição em que a corrente e a onda apresentam o mesmo sentido de propagação (enchente) e subestimadas na condição de propagação em sentidos opostos (vazante).

2.2.6.2 Estudos teóricos

Muitas teorias numéricas foram desenvolvidas para descrever a superposição de ondas e correntes, baseadas no potencial de velocidades, pois supunham o escoamento irrotacional. A Teoria da Função de Corrente desenvolvida por Dean (1965) foi estendida por Dalrymple (1973) para incluir uma corrente com vorticidade constante em duas camadas, representando um aspecto inovador para a época, concluindo desta maneira que o efeito da corrente linear cisalhante numa onda de dada altura manifestava-se como uma mudança do comprimento de onda, o que ocasiona em alterações na cinemática das partículas.

Estudos teóricos realizados por Dalrymple e Cox (1976) concluíram que todas as propriedades cinemáticas e dinâmicas das ondas são afetadas pela presença de correntes, sendo que os parâmetros livres no caso são a altura, o período e a profundidade. Correntes favoráveis demonstraram aumentar as velocidades horizontais sob a crista da onda, o comprimento de onda e a elevação da crista, enquanto que correntes contrárias possuem efeitos opostos.

Olabarrieta et al. (2011) retomaram os estudos na baía de Willapa, alimentando um modelo numérico tridimensional, completamente acoplado, de circulação hidrodinâmica costeira, interação oceano-atmosfera-onda, transporte de sedimentos e evolução morfológica. Os autores relataram diversos estudos que comprovaram a redução da altura da onda no caso de corrente e onda deslocarem-se no mesmo sentido e, ao contrário, um aumento significativo da altura da onda em caso de deslocamentos em sentidos opostos.

Neves (1987) apresentou uma solução formal das equações do movimento de Euler através de derivação analítica, usando o método de separação de variáveis para obtenção da equação de vorticidade bidimensional.

O comprimento de onda e os perfis de velocidade mostraram um melhor ajuste com ondas lineares, particularmente em relação à forma do perfil, que é mais simétrico em lugar de ter cristas pontudas e cavados achatados. Os valores para comprimento de onda diferiram por menos de 3% da Teoria de Onda de Função de Corrente de primeira ordem, embora a diferença pudesse ser tão grande quanto 13% para as teorias de maior ordem, o que demonstra a inadequação de utilizar o perfil de vorticidade constante para representar um escoamento com outra distribuição de vorticidade.

Dias e Neves (2013), apresentam em seu estudo a importância de medições simultâneas de perfis de correntes e das alturas de ondas, para a correta determinação de grandezas cinemáticas e dinâmicas das ondas. Os autores avaliaram os erros existentes nos valores de comprimento de onda, quando se despreza a presença da corrente, através da teoria da função

de corrente de Dean, para quatro tipos de perfis de velocidades de corrente. No primeiro caso uma corrente com perfil uniforme, no segundo caso uma corrente com vorticidade constante e no terceiro e quarto exemplos o perfil de velocidade pode ser expresso como seno (cosseno) hiperbólico ou trigonométrico, ver Figura 2.20.

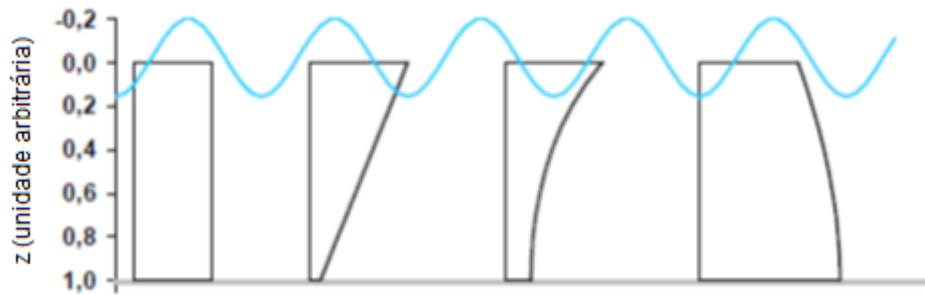


Figura 2.20 – Perfil vertical das correntes analisadas por Dias e Neves (2013), casos I a IV, da esquerda para a direita.

No caso I, a velocidade da corrente, colinear à onda, é constante e a relação de dispersão é expressa por:

$$(\omega - kU_0)^2 = gk \tanh(kh) \quad 2.45$$

Onde U_0 é a velocidade do escoamento junto ao fundo (m/s).

Esta expressão é formalmente semelhante à equação de dispersão linear para o caso de não haver corrente, apenas substituindo a frequência intrínseca $(\omega - kU_0)$ pela frequência aparente (ω) em relação a um observador fixo em relação ao fundo.

Para o Caso II, no qual a vorticidade é constante, a equação de dispersão passa a ser expressa por:

$$(\omega - kU_s)^2 = \{gk - \Omega_0[\omega - kU_s]\} \tanh(kh) \quad 2.46$$

Onde:

U_s é a velocidade do escoamento na superfície e definida por $U_s = U_0 + \Omega_0 h$;

Ω_0 é a vorticidade do escoamento.

Para o Caso III, temos a seguinte expressão para a equação de dispersão:

$$(\omega - kU_s)^2 = \frac{gk^2h \tanh(\alpha h)}{\alpha h - \gamma h \tanh(\gamma h) \tanh(\alpha h)} \quad 2.47$$

Onde o parâmetro α é definido por $\alpha = \sqrt{\gamma^2 + k^2}$ e o parâmetro γ governa a magnitude da vorticidade.

Para o Caso IV a forma da equação de dispersão depende de k^2 ser menor, igual ou maior que γ^2 .

$$(\omega - kU_s)^2 = \begin{cases} \frac{gk^2h \tan(\beta h)}{\beta h + \gamma h \tan(\gamma h) \tan(\beta h)}, & \text{se } k^2 < \gamma^2 \\ \frac{gk^2h}{1 + \gamma h \tan(\gamma h)}, & \text{se } k^2 = \gamma^2 \\ \frac{gk^2h \tan(\beta h)}{\beta h + \gamma h \tan(\gamma h) \tanh(\beta h)}, & \text{se } k^2 > \gamma^2 \end{cases} \quad 2.48$$

O parâmetro é definido por $\beta = \sqrt{|\gamma^2 - k^2|}$.

2.2.7 Ondas geradas pela operação de obras hidráulicas

A operação de estruturas hidráulicas provoca uma série de modificações nas condições naturais do escoamento junto às margens, tanto a montante como a jusante de suas posições, gerando inúmeros problemas ambientais e econômicos. Um dos fatores que está associado a estes problemas é a erosão que, além de degradar as margens, afeta a mata ciliar, altera o habitat dos organismos, contribui para um maior assoreamento do reservatório ou leito do rio a jusante, prejudicando a vida útil do empreendimento, a geração de energia, a navegação, aumentando a turbidez da água e afetando o ambiente.

Segundo Coelho (2008), a erosão fluvial pode ser potencializada em rios imediatamente a jusante das barragens, normalmente estando associada aos fluxos artificiais caracterizados por altas variações de descargas (operação da barragem). Essas descargas possuem efeitos adversos sobre a vegetação ripária, adaptada a um regime de fluxo sazonal, eliminando assim a sua eficiência.

Nos vertedouros de grande porte em rios de navegação (como o da UHE Tucuruí no rio Tocantins ou da UHE Jirau e da UHE Santo Antônio no rio Madeira) deve-se considerar taxas

máximas incrementais de defluências, no plano de abertura das comportas, para que não sejam geradas ondas capazes de perturbar a navegação e/ou desestabilizar as margens do rio, além de reflexos para a segurança das populações ribeirinhas (Pereira, 2013).

A elaboração de um projeto de proteção de margens deve analisar os fatores que afetam a sua estabilidade, tais como: as causas e os tipos de erosões, desbarrancamentos, etc. Essas causas podem ser classificadas em: ação devida ao escoamento, instabilidade geotécnica, saturação e infiltrações de água. As ações devido ao escoamento possuem ainda uma subdivisão: ação erosiva das correntes, impacto das ondas e irregularidades no escoamento (Brighetti e Martins, 2001).

O propósito fundamental da estabilização e proteção de margens, sob o ponto de vista hidráulico, é manter a seção do curso d'água estável e dentro dos limites estabelecidos para sua utilização, seja como via de navegação, componente de um sistema de drenagem, aproveitamento hidrelétrico ou de abastecimento de água.

As estruturas de estabilização de margens são projetadas com o objetivo de prevenir a migração lateral de canais aluviais pela erosão. As metodologias de estabilização de rios (margens) são classificadas de acordo com duas abordagens distintas: fortalecimentos das margens e redução dos esforços hidrodinâmicos (Julien 2002). Dentro destas duas abordagens, se faz necessário a determinação das características das ondas e correntes que atuam sobre as margens de corpos de água.

Segundo Peterka (1974) ressaltos hidráulicos com número de Froude variando entre 2,5 a 4,5 são instáveis e apresentam uma ação pulsante. Ressaltos hidráulicos nessa faixa de número de Froude possuem um grande potencial de geração de ondas que podem se propagar por quilômetros a jusante, causando danos aos bancos de terra e ao enrocamento de proteção de margens. Ressaltos hidráulicos nesta faixa do número de Froude são, geralmente, vistos em estruturas de baixa queda e de grande vazão específica, tais como os vertedouros das usinas construídas no rio Madeira (UHE Santo Antônio e UHE Jirau).

2.2.7.1 Estudos da caracterização de ondas a jusante de ressaltos hidráulicos

Existem poucos estudos sobre as características das ondas formadas a jusante de ressaltos hidráulicos. No entanto, o conhecimento dessas características é de grande importância para o dimensionamento de estruturas de proteção de margens e para a definição de cotas e vazões de galgamento dessas estruturas. Alguns dos estudos que visaram preencher essa lacuna de conhecimento foram desenvolvidos há muitas décadas atrás, podendo citar Abou-Seida (1963)

e Lopardo e Vernet (1978). Mais recentemente temos os trabalhos de Mok (2004), Gomes et al. (2013) e Gomes (2018).

Um dos primeiros estudos que apresentou as características das ondas formadas a jusante de ressaltos hidráulicos foi o desenvolvido por Abou-Seida (1963). O autor estudou ressaltos hidráulicos formados a jusante de uma comporta plana e em um dissipador do tipo *roller bucket*. Neste estudo foram medidas as ondas formadas para escoamento com número de Froude que variaram de 2,23 a 4,98. Também foram analisadas as condições para diferentes níveis de jusante e declividades da bacia de dissipação.

Os ensaios foram realizados em um canal com aproximadamente 7,3 m de comprimento, 0,15 m de largura e 0,46 m de altura. A vazão foi medida através de um orifício calibrado e nos níveis de montante e jusante foram medidos através de pontas linimétricas. O nível de montante foi ajustado por meio de uma comporta plana localizada no início do canal. O nível de jusante foi controlado por uma comporta localizada ao final do canal de ensaio.

As medições das alturas das ondas foram obtidas por uma sonda instalada a uma distância de 5,5 m a jusante da comporta de entrada. Nas proximidades da comporta de saída foi instalado um absorvedor de ondas. Os ressaltos hidráulicos se formaram a uma distância entre 1,5 a 2,1 m a jusante da comporta de entrada. As informações disponíveis no trabalho de Abou-Seida (1963) não permitem determinar com precisão a distância da posição de medição das flutuações de nível com relação ao ressalto hidráulico.

As grandezas analisadas nos ensaios foram: altura de onda (H), altura significativa da onda (H_S), período médio de onda (\bar{T}), profundidade de montante (d_1), profundidade de jusante (d_2), velocidade média a montante (V_1) e inclinação do canal.

Através dessas grandezas foram determinados uma série de adimensionais que permitiram a realização de diversas avaliações, sendo estes:

$$d_2/d_1, H_S/d_2, gH_S/V_1^2, g\bar{T}^2/d_2, g\bar{T}/V_1 \text{ e } \lambda_1 = \frac{V_1^2}{2gd_1} = \frac{Fr_1^2}{2}$$

Para o estudo da distribuição estatística das ondas foram utilizados registros contendo de 165 a 275 ondas identificadas. Abou-Seida (1963) concluiu que as ondas formadas pelo ressalto hidráulico são irregulares e os registros das ondas apresentaram um bom ajuste à distribuição normal. A altura significativa é maior que 87% das ondas do registro.

No caso as ondas formadas a jusante de um ressalto hidráulico com fundo horizontal, as ondas aumentam em função do aumento de λ_1 para um mesmo valor de d_2 . Não foi verificada

relação entre o período das ondas e λ_1 . O autor também verificou relação entre o parâmetro d_2/d_1 , a altura significativa e o período.

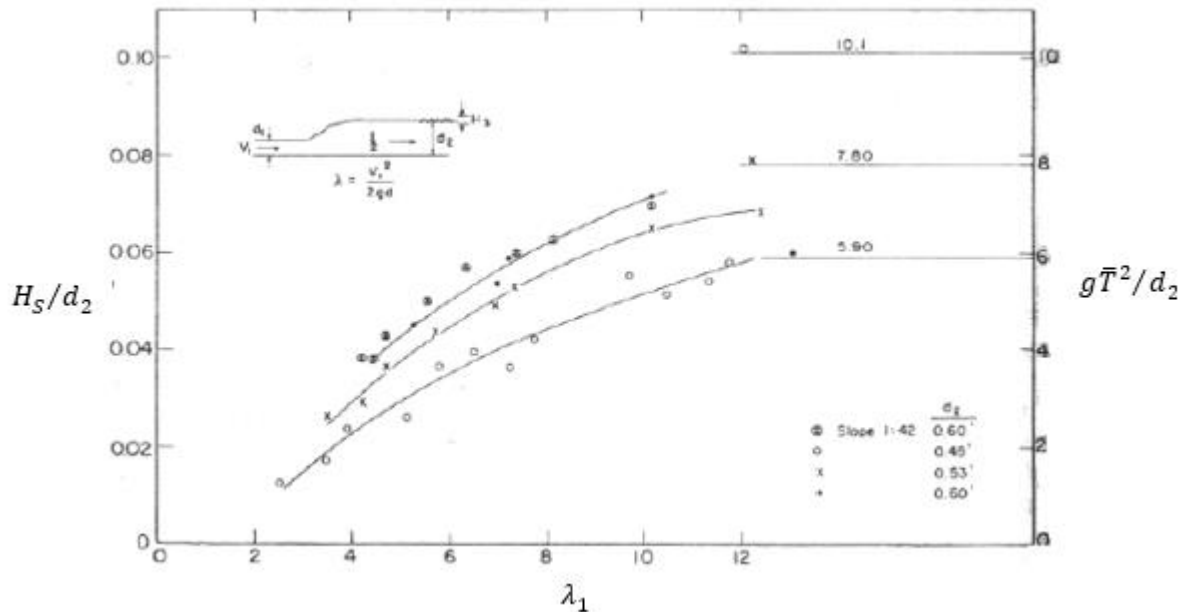


Figura 2.21 – Relação entre H_s/d_2 e $g\bar{T}^2/d_2$ com o parâmetro λ_1 , adaptado de Abou-Seida (1963).

Lopardo e Vernet (1978) também realizaram um estudo visando identificar os padrões das ondas progressivas que se formavam a jusante de bacias de dissipação por ressalto hidráulico para diferentes condições de afogamento. Para tal estudo, utilizaram um canal com 14 metros de comprimento, 0,65 m de largura e 0,85 m de altura.

A seção de entrada do canal possuía uma comporta plana vertical, de abertura regulável, que permitia formar um escoamento supercrítico, dando origem ao ressalto hidráulico. O nível de jusante era controlado por uma comporta plana posicionada no final do canal. Com o objetivo de minimizar os efeitos de reflexão, um absorvedor de ondas foi instalado junto à comporta.

As ondas foram medidas através de um sensor resistivo posicionado uma distância do início do ressalto igual a aproximadamente duas vezes o comprimento do mesmo. Os ensaios realizados apresentaram números de Froude variando entre 2,16 e 6,8. A variação dos afogamentos foi bastante limitada, além do ressalto livre, foram ensaiados afogamentos de 6% e 13%.

Lopardo e Vernet (1978) realizaram contagem de ondas e procederam avaliações dos espectros de frequência dos sinais medidos para a definição dos parâmetros associados às ondas. Os parâmetros analisados foram: altura significativa da onda (H_s), período médio de onda (\bar{T}), período de pico (T_p), frequência média (f_m), flutuação média quadrática ($\sqrt{\bar{H}^2}$) e o desvio padrão

das frequências (σ). Tal como Abou-Seida (1963), esses parâmetros foram associados com grandezas características do ressalto para definir adimensionais a serem utilizados nas análises visando a previsão de alturas e períodos de ondas formadas a jusante do ressalto hidráulico para as condições estudadas. Os adimensionais definidos pelos autores são apresentados a seguir:

$$H_S/d_1, H_S/d_2, U_1 T_p/d_1, Fr_1, \sqrt{H^2}/\left(\frac{U_1^2}{2g}\right) \text{ e } \sigma/f_m$$

Devido às dimensões reduzidas do canal utilizado no trabalho de Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978) cita a impossibilidade de comparar seus resultados aos do autor.

Os autores concluíram que a frequência de oscilação é independente da distância a partir do ressalto hidráulico e que o decaimento das alturas das ondas se estabilizam a partir de uma distância igual a 1,6 vezes o comprimento do ressalto. As alturas das ondas foram medidas a uma distância de 1,9 a 2,1 vezes o comprimento do ressalto.

Para o ressalto livre com $Fr_1 < 6$, a amplitude da onda possui uma relação linear com o número de Froude (Figura 2.22). Já os períodos, apresentam uma variação exponencial com relação ao número de Froude.

No caso do ressalto afogado, os autores afirmam que as alturas diminuem em função do aumento do afogamento.

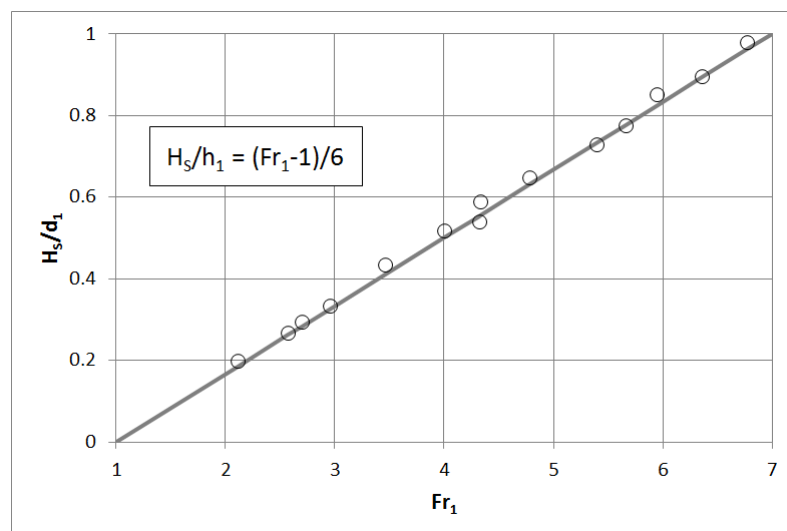


Figura 2.22 – Variação da altura significativa em função do número de Froude para o ressalto livre (adaptado de Lopardo e Vernet, 1978).

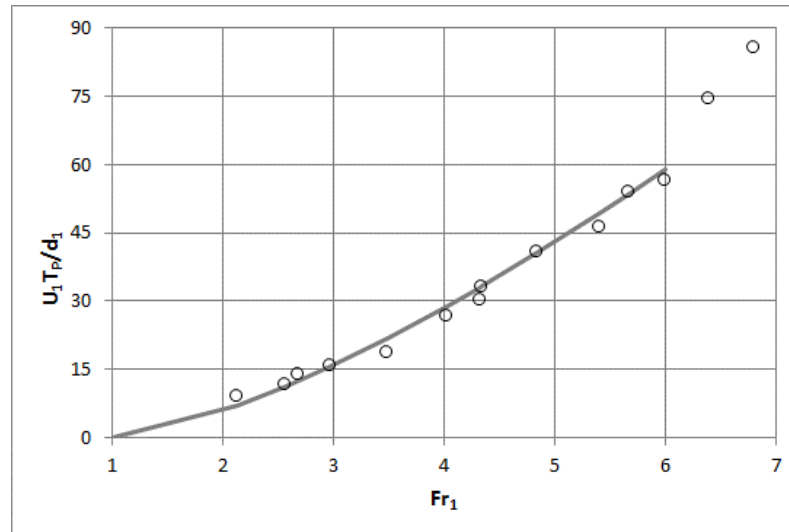


Figura 2.23 – Variação da frequência de pico em função do número de Froude para o ressalto livre (adaptado de Lopardo e Vernet, 1978).

Mok (2004) propôs a existência de uma relação entre a formação de vórtices na região do rolo e a flutuação da superfície livre à jusante do ressalto. Mok (2004) efetuou medições da flutuação da superfície livre a jusante do ressalto hidráulico através de uma sonda resistiva imersa no canal e mostrou para valores de número de Froude (Fr_1) > 1,5 que a frequência de formação de vórtices (f_v) pode ser dada por:

$$f_v = \frac{V_1}{2L_r} \quad 2.49$$

Mok (2004) coletou as variações da superfície livre a uma frequência de 50 Hz e determinou as frequências características das oscilações de nível à jusante do ressalto. Essas frequências, adimensionalizadas na forma do número de Strouhal, são apresentadas na Figura 2.24 em função do número de Froude do escoamento (Fr_1).

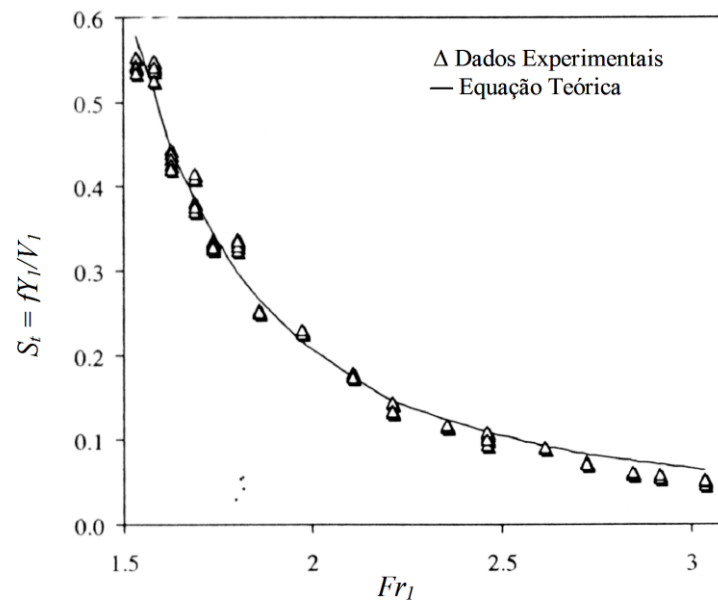


Figura 2.24 – Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto, Mok (2004).

Gomes (2018) apresentou um estudo experimental sobre o efeito da ação de ondas geradas por estruturas hidráulicas sobre margens de rios. Trata-se de um trabalho muito completo e realizado em três etapas.

A primeira etapa foi realizada em um canal de ensaios e buscou caracterizar as ondas geradas a partir de um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus. Foram estudados ressaltos hidráulicos com número de Froude variando entre 4,49 e 7,58. Nesta faixa do número de Froude os ressaltos hidráulicos são caracterizados como ressalto estável.

O modelo reduzido do vertedouro em degraus utilizado por Gomes (2018) possuía 2,45 m de altura, com uma declividade do paramento de jusante igual a 53° e um canal a jusante com 8 m de comprimento e 0,40 m de largura. Os níveis de jusante eram controlados por uma comporta tipo veneziana. Não foram instalados dispositivos de absorção de ondas junto ao final do canal de ensaio. Este modelo apresentava uma escala de 1:10 com relação a protótipo.

Nos ensaios foram realizadas medições de níveis de água utilizando sondas capacitivas em três posições ao longo do canal de jusante. Também foram realizadas medições de velocidade através de um velocímetro acústico por efeito Doppler (ADV) visando a determinação do perfil de velocidades do escoamento.

A Figura 2.25 e a Figura 2.26 apresentam o canal de ensaios e o modelo reduzido do descarregador em degraus utilizado por Gomes (2018).

Para os ensaios da segunda etapa Gomes (2018) utilizou um canal de ondas com o objetivo de caracterizar a ação de ondas sobre as margens de um rio. As ondas reproduzidas

foram determinadas em função dos parâmetros característicos de altura e períodos obtidos na primeira etapa dos estudos. As ondas geradas incidiram sobre um talude que representava a margem de um rio com diferentes inclinações e granulometrias, desta forma, foi investigado o processo de estabilidade das margens.

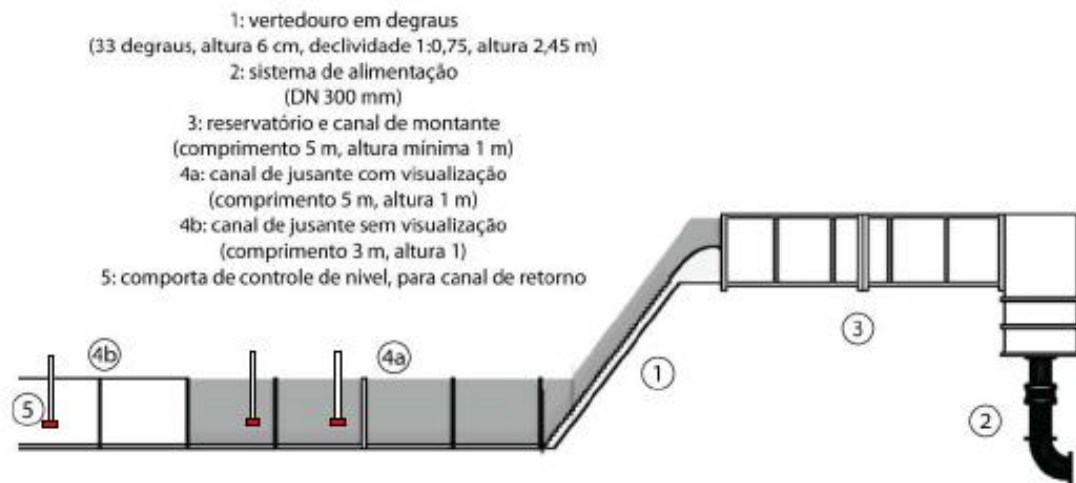


Figura 2.25 – Representação esquemática do canal de ensaios utilizado por Gomes (2018) durante a primeira etapa dos estudos.

O canal de ondas utilizado nesta segunda etapa possui um comprimento de 43 m, uma largura de 1,0 m e uma profundidade máxima de 1,02 m. Em uma de suas extremidades o canal possui um batedor do tipo articulado no fundo, na outra extremidade existe um perfil artificial que simula uma praia. Foram instaladas três sondas capacitivas para a medição das alturas de ondas geradas neste canal. A Figura 2.27 apresenta uma representação esquemática do canal de ondas utilizado por Gomes (2018) na segunda etapa dos estudos.



Figura 2.26 – Modelo reduzido do vertedouro em degraus utilizado por Gomes (2018).

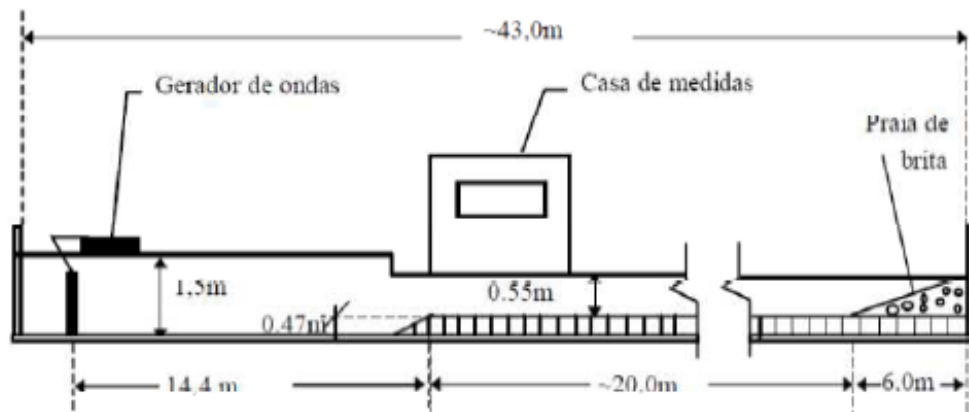


Figura 2.27 – Representação esquemática do canal de ondas utilizado por Gomes (2018).

A terceira etapa dos estudos foi realizada em um tanque de ondas, também com o objetivo de investigar a ação de ondas sobre a margem de um rio, mas possibilitando a incidência de ondas de forma oblíqua à margem. O tanque de ondas utilizado possui 25m de comprimento, 15 de largura, 0,9 m de profundidade e um gerador de ondas unidirecional articulado no fundo semelhante ao utilizado no canal de ondas. Neste tanque também foram instaladas sondas para a medição das alturas e períodos das ondas geradas. A Figura 2.28 apresenta uma representação esquemática do tanque de ondas.

Os resultados da primeira etapa dos estudos realizados por Gomes (2018) indicaram que as características principais das ondas, altura e período, estão mais relacionadas com a vazão escoada do que com a submersão do ressalto hidráulico. A autora também realizou análises adimensionais para os parâmetros de onda buscando comparar seus resultados com os obtidos por Abou-Seida (1963) e Lopardo e Vernet (1978), relatando que houve melhor concordância com os dados do segundo trabalho.

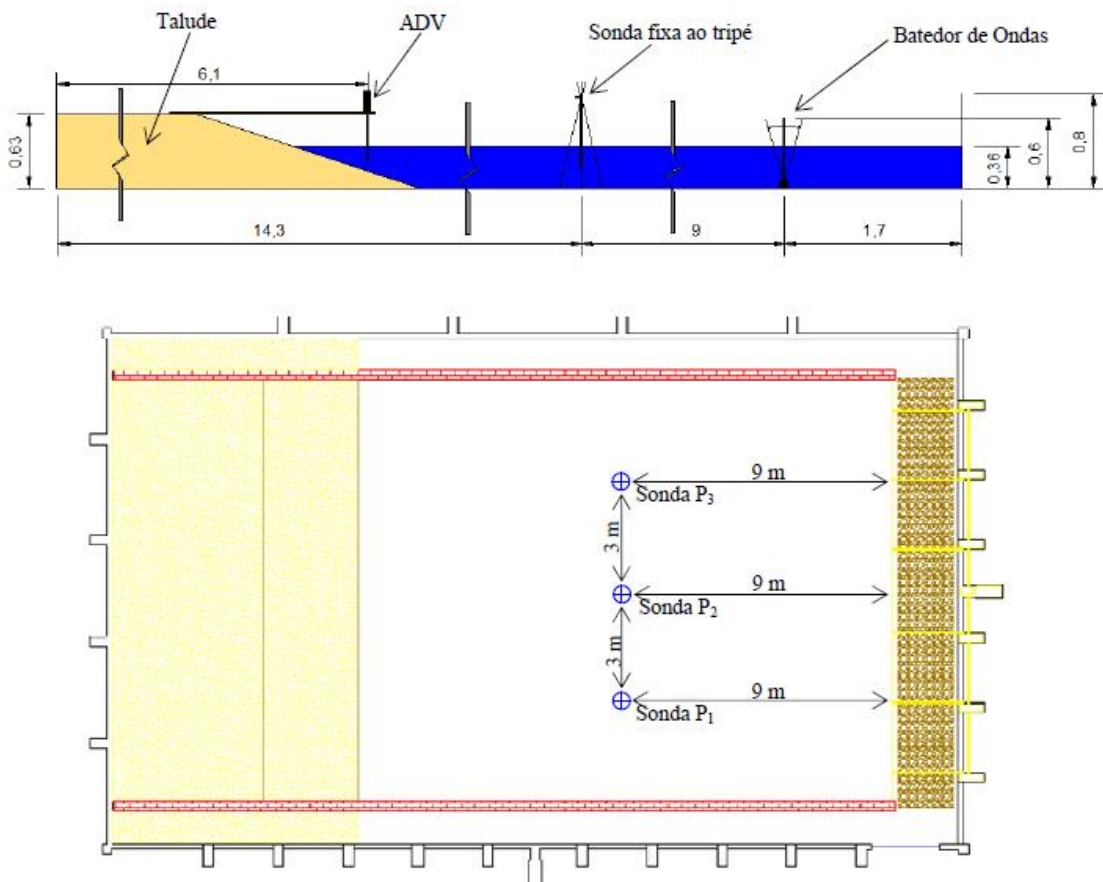


Figura 2.28 – Representação esquemática do tanque de ondas utilizado por Gomes (2018).

Através da comparação entre os dados estimados e observados da celeridade da onda, Gomes (2018) identificou, para ondas geradas a jusante do ressalto hidráulico, que o período significativo da onda (T_s) representa melhor a caracterização de uma onda que o período de pico (T_p).

A autora verificou que existe uma diminuição dos parâmetros característicos de altura das ondas à medida que estas se afastam do ressalto hidráulico, caracterizando uma perda de energia, quando considera os dados medidos nas duas primeiras sondas. Os parâmetros determinados na terceira posição de medição apresentaram valores maiores, mas estes poderiam estar sujeitos a efeitos de reflexão pela comporta de jusante. O comprimento do canal de ensaios a jusante do vertedouro em degraus utilizado por Gomes (2018) era de apenas 8 m.

Os resultados da segunda etapa permitiram determinar a declividade de talude e o diâmetro de material de proteção mais estáveis para as condições simuladas no canal de ondas. O diâmetro do material resultou inferior ao recomendado pelos métodos tradicionais de dimensionamento de proteção de margens.

Os ensaios realizados no tanque de ondas permitiram verificar o efeito da ação de ondas juntamente com a ação de correntes induzidas por estas, através da variação do ângulo de incidência das ondas sobre as margens. Os resultados obtidos na terceira etapa demonstraram que o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude intensifica o processo erosivo das margens.

2.2.7.2 Supressão de ondas geradas pelo ressalto hidráulico

Peterka (1974) afirma que a melhor maneira de combater os efeitos de ondas é eliminá-las na sua fonte de origem. O autor apresenta quatro propostas que visam reduzir a altura das ondas geradas por estruturas hidráulicas com ressalto hidráulicos com número de Froude entre 2,5 a 4,5.

A primeira alternativa proposta por Peterka (1974) é parte integrante do projeto da bacia de dissipação e deve ser utilizada apenas para a faixa de número de Froude descrita anteriormente. Essa proposta consiste em alterar as condições de geração da onda dentro da bacia de dissipação a partir de duas abordagens. A primeira abordagem consiste em dispersar o jato através do direcionamento de jatos opostos pelo emprego de blocos defletores (*baffle-piers*) e/ou soleiras terminais (*end-sills*). A segunda abordagem busca intensificar o rolo através de jatos direcionados por grandes blocos dispostos junto ao final da calha do vertedouro (*chute-blocks*).

A primeira abordagem se mostrou infrutífera, pois a quantidade e o tamanho das estruturas a serem inseridas na bacia de dissipação, necessárias para dispersar o jato, possuíam tanto volume que estes se tornavam verdadeiras obstruções para o escoamento. A abordagem com emprego de *chute-blocks* apresentou melhores resultados. A proposta final de Peterka (1974) para projeto de uma bacia de dissipação operando na faixa do número de Froude entre 2,5 e 4,5 consiste no emprego de blocos dispostos ao final da calha vertente em conjunto com uma soleira terminal de emprego opcional, tal como apresentada na Figura 2.29

A segunda alternativa proposta por Peterka (1974) para uma bacia de dissipação para números de Froude entre 2,5 e 4,5 também considera como premissa a eliminação dos efeitos das ondas junto à fonte geradora e é aplicada para quedas de água em pequenos canais. Trata-se de uma espécie de gradil, construído com trilhos de trem ou vigas de madeira, dispostos no local da queda de água. Essa estrutura contribui para a dissipação de energia e diminuição da altura das ondas (Figura 2.30).

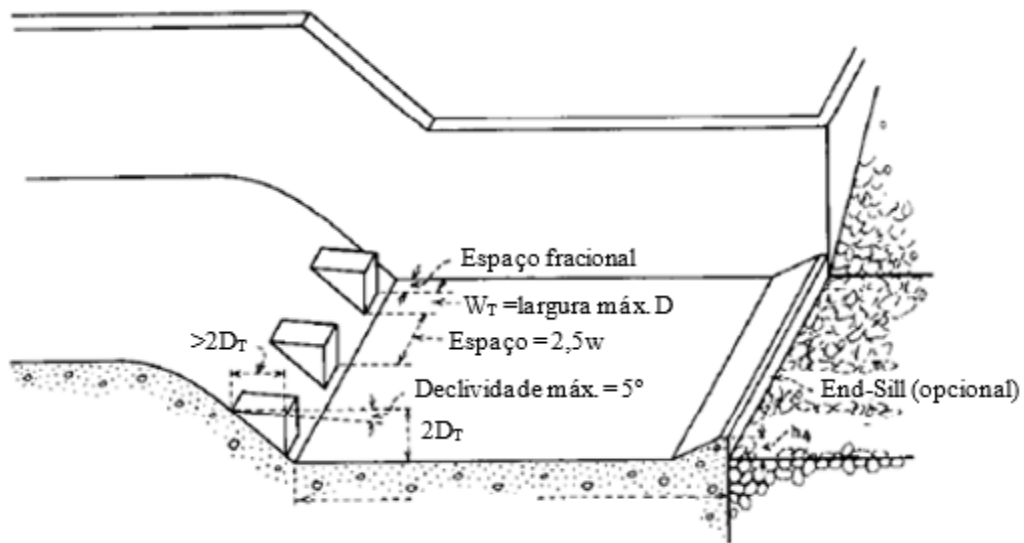


Figura 2.29 – Bacia da dissipação proposta Peterka (1974) visando diminuição dos efeitos das ondas formadas por ressalto hidráulico com números de Froude entre 2,5 e 4,5 (Fonte: Peterka, 1974).

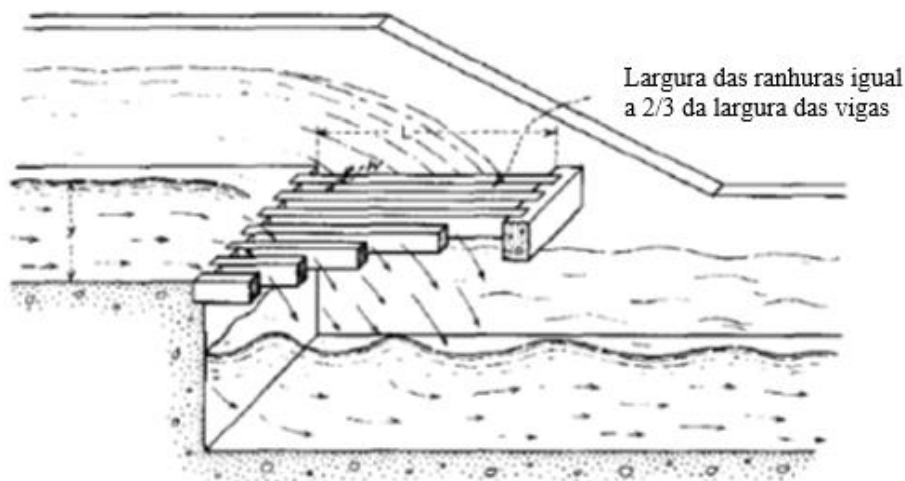


Figura 2.30 – Dissipador na queda de água proposto por Peterka (1974) visando diminuição dos efeitos das ondas formadas por ressalto hidráulico com números de Froude entre 2,5 e 4,5 (Fonte: Peterka, 1974).

As primeiras duas alternativas propostas por Peterka (1974) visavam eliminar o efeito das ondas junto ao local de geração, ou seja, na bacia de dissipação por ressalto hidráulico. Se reduções mais significativas nos tamanhos das ondas são necessárias, recomenda-se as alternativas a seguir, que se constituem em supressores de ondas. Estas alternativas podem ser implantadas em canais retangulares, para estruturas já construídas, e operando em qualquer faixa de números de Froude.

A Figura 2.31 apresenta uma dessas alternativas, um supressor de ondas do tipo balsa (*raft-type wave supressor*), composto por uma estrutura rígida construído com vigas

longitudinais e transversais que sustentam uma laje. Os testes realizados mostraram que o supressor de ondas do tipo balsa representa a melhor alternativa ao problema de ondas quando não são tolerados efeitos adicionais sobre a submergência do escoamento a montante.

Vários arranjos e materiais foram testados. O emprego de duas balsas fixas a jusante da bacia de dissipação mostrou-se mais eficaz, verificando-se reduções da altura da onda na ordem de 50% após a primeira balsa, e atenuações similares na segunda balsa.

Em certas condições de ação de ondas, onde os problemas estão relacionados apenas à descarga máxima e quando a borda livre pode estar comprometida, o supressor de ondas do tipo balsa pode ser instalado de forma fixa. Quando se torna desejável a supressão de ondas em condições diversas, os supressores devem ser instalados de forma que possam ser ajustados com relação à vazão e ao nível de água.

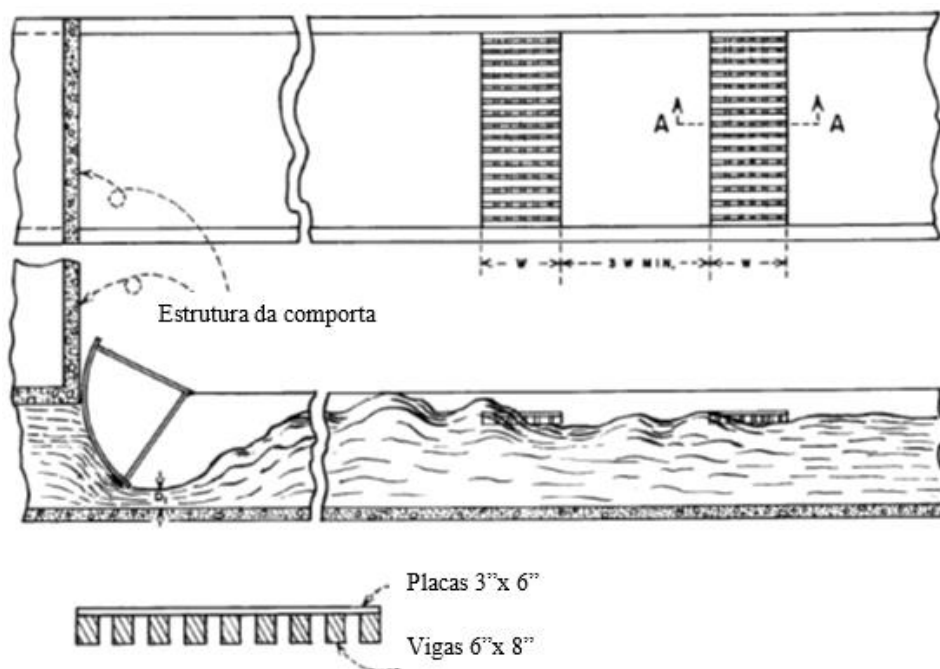


Figura 2.31 – Supressor de ondas do tipo balsa, Peterka (1974).

Peterka 1974 também apresentou uma alternativa de supressor de ondas por passagem submersa (*underpass-type wave sumpressor*), que se mostrou mais eficiente na redução do tamanho das ondas quando comparado com a alternativa de supressor do tipo balsa. Esta estrutura consiste essencialmente de uma cobertura horizontal disposta no canal, contendo uma parede a montante suficientemente alta que obrigue o escoamento a passar por baixo da cobertura (Figura 2.32). A distância vertical da cobertura com relação ao fundo do canal deve ser ajustada para que ocorra a redução efetiva das alturas de onda para uma ampla faixa de

condições de operação. O comprimento da cobertura determina quantitativamente a supressão de ondas obtida para uma dada configuração.

Os experimentos foram realizados em três modelos reduzidos, cada qual com suas condições de escoamento e requerimentos de redução de ondas. Os resultados serviram de base para a proposição de um critério de projeto geral.

Foi verificado que a máxima redução da altura de ondas ocorre quando a submergência da cobertura é da ordem de 33% da lâmina de água para a máxima, ou seja, a parte inferior da cobertura está localizada submersa a uma profundidade de cerca de 1/3 da lâmina de água, medida a partir da superfície. Submergências superiores a 33% produzem turbulência indesejável na borda de jusante da passagem submersa, resultando em menor eficiência com relação à redução da altura das ondas. O percentual de supressão da altura das ondas também depende do comprimento do supressor (Tabela 2.7).

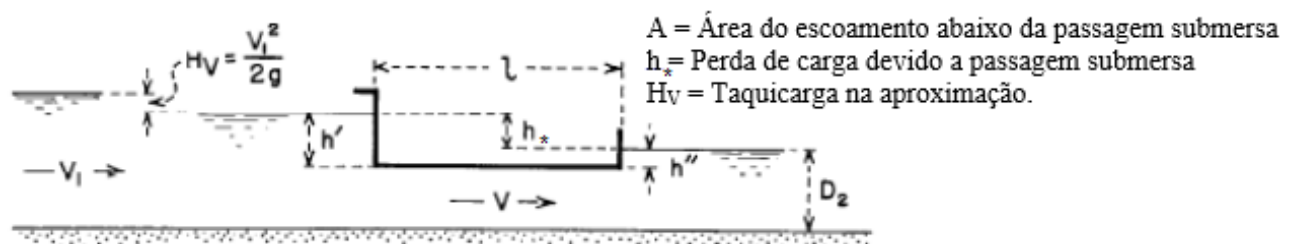


Figura 2.32 – Supressor de ondas do tipo passagem submersa, Peterka 1974.

Tabela 2.7 – Porcentagem de redução da altura da onda em função do comprimento do supressor do tipo passagem submersa com submergência de 33% e velocidade máxima do escoamento de 4,3m/s.

Comprimento do supressor (L)	Porcentagem de redução da onda
$1D_2$ a $1,5D_2$	60 a 75%
$2D_2$ a $2,5D_2$	80 a 88%
$3,5D_2$ a $4D_2$	90 a 93%

A Figura 2.33 apresenta os estudos em modelo reduzido para o supressor de ondas do tipo passagem submersa. A Figura 2.34 apresenta a performance deste tipo de supressor em um canal a jusante de uma barragem.

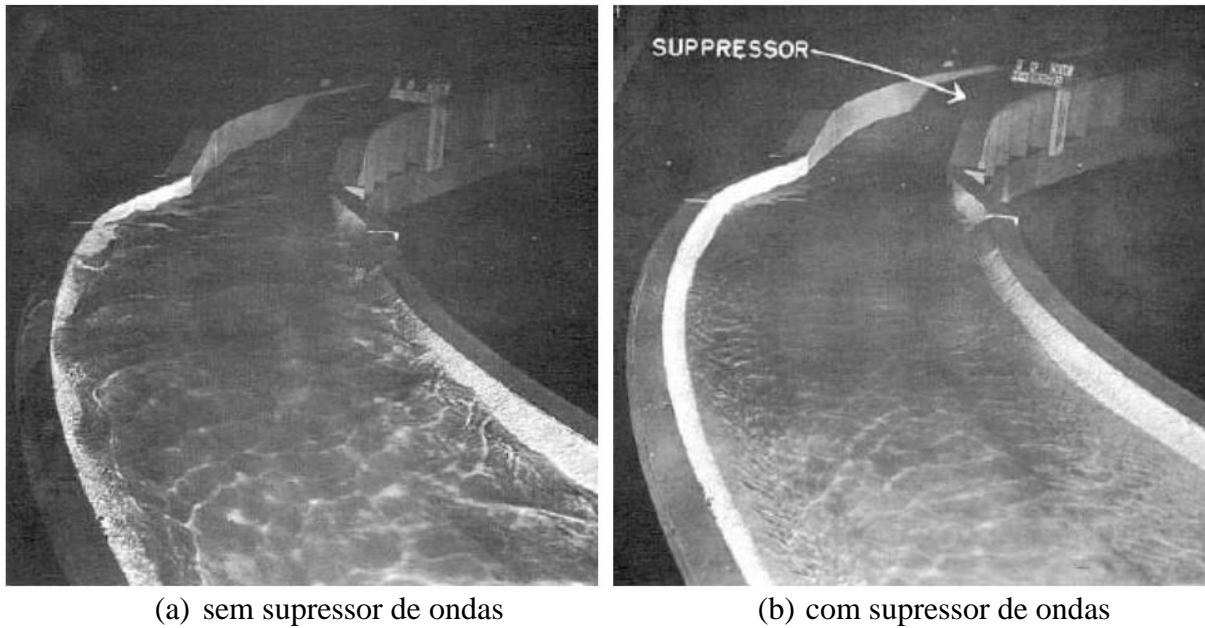


Figura 2.33 – Desempenho de um supressor de ondas do tipo passagem submersa em modelo reduzido, Peterka 1974.

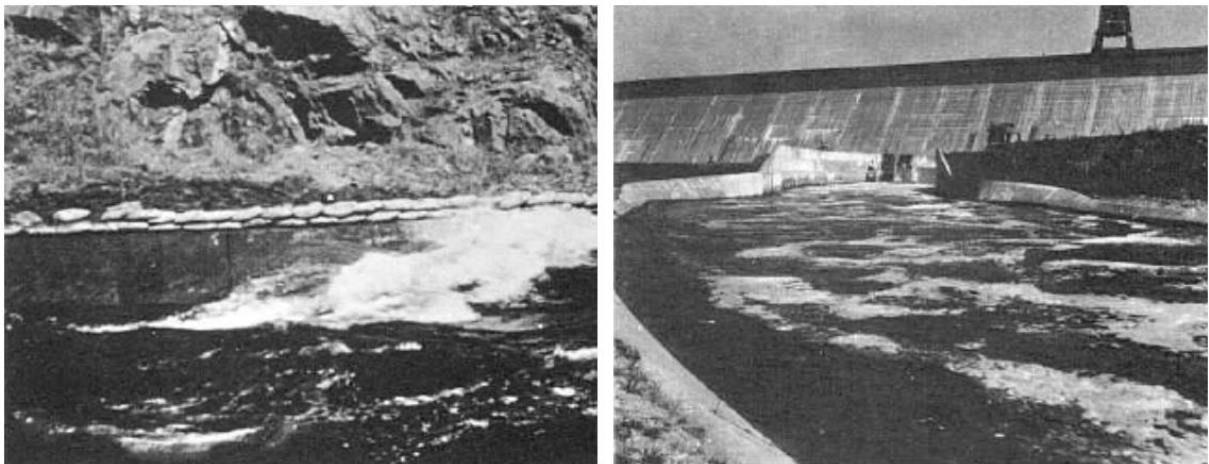


Figura 2.34 – Performance hidráulica de um supressor de ondas do tipo passagem submersa, canal Friant-Kern, Peterka 1974.

2.3 ANÁLISE DE DADOS DE ONDAS

As técnicas desenvolvidas para a análise de dados de ondas surgiram do estudo das ondas oceânicas e da necessidade de se obter critérios de projeto para os problemas de engenharia costeira. As ondas oceânicas têm como sua principal fonte geradora o efeito do vento sobre a superfície da água.

Na análise de dados de ondas é importante distinguir entre Análise de Curto Período (*Short-Term Wave Analysis*) e Análise de Longo Período (*Long-Term Wave Analysis*). No caso de ondas oceânicas geradas a partir do vento, a Análise de Curto Período, refere-se à análise de

ondas que ocorrem em um trem de ondas (série de ondas) ou durante uma tempestade (ou evento climático). A Análise de Longo Período refere-se à derivação de distribuições estatísticas de um período que pode englobar muito anos.

2.3.1 Análise de curto período

A Análise de Curto Período assume que o processo analisado seja estacionário e ergódico. Diz-se estacionário quando os parâmetros do comportamento do processo (média, desvio padrão, assimetria e curtose) não são alterados no tempo, ou seja, o processo se desenvolve no tempo em torno da média, de modo que a escolha de uma origem dos tempos não é importante e, ergódico quando os parâmetros dos subconjuntos são os mesmos verificados para o conjunto.

No caso de ondas do mar, registro do nível de água é sempre apenas uma única realização do processo a ser estudado. Não existe outras implementações, não se pode desligar e reiniciar o processo. Isso significa que, com apenas uma realização, nunca se poderá demonstrar que o processo é ergódico, apenas assume-se sua ergodicidade.

2.3.1.1 Distribuição de ondas de curto período

Segundo Kamphuis (2010), para determinar as alturas de ondas é necessário conhecer a diferença entre a posição do nível de água, $\eta(x,t)$, e nível de água médio. É usual considerar η , no caso de ondas oceânicas, como a sobreposição de um infinito número de pequenas ondas, cada uma delas gerada a partir da ação do vento em locais e tempos distintos. A condição das ondas resultantes é a soma de um grande número de processos estatísticos independentes, sendo assim, considera-se impossível prever o exato valor de η em determinada posição e tempo. A posição do nível de água (η) é uma variável aleatória.

A função que descreve a probabilidade de η assumir certo valor é chamada de Função Densidade de Probabilidade (FDP), $p(\eta)$. O Teorema do Limite Central descreve que a FDP para a soma de várias variáveis independentes é Gaussiana, o que significa que $p(\eta)$ pode ser descrita pela Distribuição Normal.

A FDP de uma Distribuição Normal é definida através de dois parâmetros, a média e desvio padrão. No caso das ondas considera-se a média das oscilações da superfície livre igual a zero, $\bar{\eta} = 0$, e desta forma temos a FDP representada pela seguinte expressão:

$$p(\eta) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left[\frac{-\eta^2}{2\sigma^2}\right]} \quad 2.50$$

Onde σ é o desvio padrão da amostra de ondas $\eta(t)$, sendo este igual à raiz quadrada da variância de η .

$$\sigma^2 = \overline{\eta^2} = \lim_{t_R \rightarrow \infty} \frac{1}{t_R} \int_{t=0}^{t=t_R} \eta^2 dt = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \eta_j^2 \quad 2.51$$

Se os períodos de ondas (e conseqüentemente as frequências) não variam muito (faixa estreita de frequências), a FDP do nível de água máximo instantâneo é:

$$p(\eta_{m\acute{a}x}) = \frac{\eta_{m\acute{a}x}}{\sigma^2} e^{\left[\frac{-\eta_{m\acute{a}x}^2}{2\sigma^2}\right]} \quad 2.52$$

Assumindo que no caso de ondas com faixa estreita de frequências a altura da onda H é igual a $2\eta_{m\acute{a}x}$, então descreve-se a FDP para H como:

$$p(H) = \frac{1}{4} \frac{H}{\sigma^2} e^{\left[\frac{-H^2}{8\sigma^2}\right]} \quad 2.53$$

As equações 2.46 e 2.47 são conhecidas como Distribuição de Rayleigh, apresentada na Figura 2.35.

Para determinar a Função de Distribuição de Probabilidade Acumulada das alturas de ondas, a distribuição de Rayleigh deve ser integrada com relação à probabilidade, de forma que qualquer onda individual de altura H' não é maior que uma altura de onda especificada H .

$$P(H' < H) = \int_0^H p(H) dH = 1 - e^{\left[\frac{-H^2}{8\sigma^2}\right]} \quad 2.54$$

A probabilidade de excedência, probabilidade de que qualquer onda individual de altura H' seja maior que uma específica altura de onda H é dada por:

$$Q(H' > H) = 1 - P(H' < H) = e^{\left[\frac{-H^2}{8\sigma^2}\right]} \quad 2.55$$

As funções P e Q também são apresentadas na Figura 2.35. Para quase todas as situações a distribuição das alturas de ondas em ambiente marítimo se aproximam razoavelmente da distribuição de Rayleigh, a exceção está na condição de águas rasas quando as ondas estão na eminência de quebrarem.

A altura de onda com probabilidade de excedência Q é determinada pela equação a seguir:

$$H_Q = \sqrt{8\sigma^2(-\ln Q)} = \sqrt{8\sigma^2 \ln\left(\frac{1}{Q}\right)} = 2\sigma \sqrt{2 \ln\left(\frac{1}{Q}\right)} \quad 2.56$$

Para determinar a altura média $\overline{H_Q}$ de todas as ondas que são maiores que H_Q em um mesmo evento pode-se utilizar a expressão a seguir:

$$\overline{H_Q} = \frac{\int_{H_Q}^{\infty} H p(H) dh}{Q} \quad 2.57$$

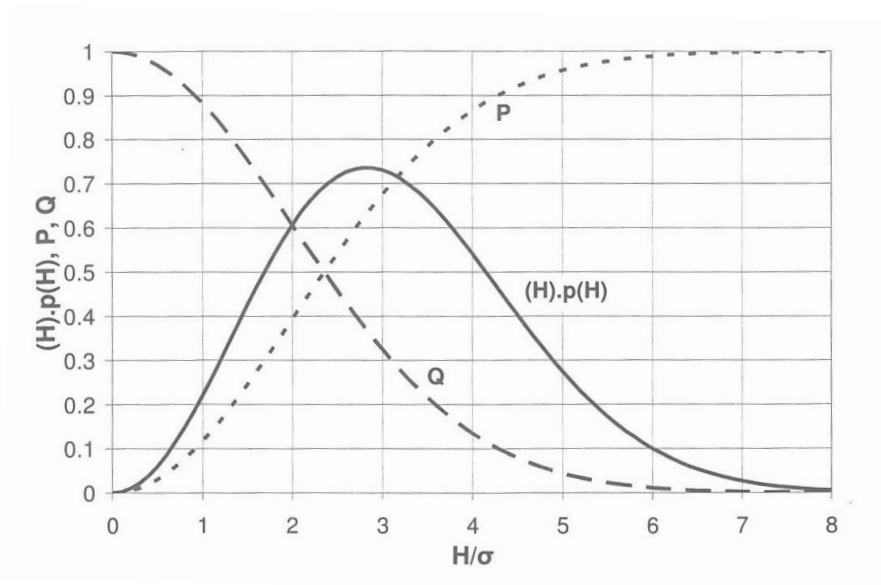


Figura 2.35 – Distribuição de Rayleigh, Kamphuis (2010).

A Tabela 2.8 apresenta diversas definições usuais de alturas de ondas relacionadas com o valor do desvio padrão da amostra (σ).

Segundo Kamphuis (2010), a altura significativa da onda (H_s) é o parâmetro mais importante, e foi historicamente escolhido como “significante”, pois se aproximada das estimativas tradicionais da altura média de ondas, realizadas antes da utilização de equipamentos de medição mais aprimorados. O parâmetro altura significativa da onda é

definido como a média da terça parte das ondas com maior altura medidas durante um tempo considerado, $\bar{H}_{1/3}$.

Tabela 2.8 - Parâmetros de altura de ondas comumente utilizados, Kamphuis (2010).

Símbolo	Descrição	Valor
$\bar{H}_{0,1}$	Média do 1% das maiores ondas	$6,67\sigma$
$H_{0,1}$	Altura, excedida por 1% das ondas	$6,07\sigma$
$\bar{H}_{0,2}$	Média dos 2% das maiores ondas	$6,23\sigma$
$H_{0,2}$	Altura, excedida por 2% das ondas	$5,59\sigma$
$\bar{H}_{0,10}$	Média dos 10% das maiores ondas	$5,09\sigma$
$H_{0,10}$	Altura, excedida por 10% das ondas	$4,29\sigma$
$H_S = \bar{H}_{1/3}$	Altura da onda significativa (média do 1/3 das maiores ondas)	$4,0\sigma$
\bar{H}	Altura média das ondas	$\sqrt{2\pi}\sigma$
$H_{0,5}$	Altura da onda mediana	$2,35\sigma$
H_{moda}	Altura de onda mais provável	$2,0\sigma$
H_{rms}	$\sqrt{\frac{H_1^2 + H_2^2 + H_3^2 + \dots}{N}}$	$2\sqrt{2}\sigma$

Esse conceito foi originalmente proposto pelo oceanógrafo Walter H. Munk (Munk, 1944) na tentativa de expressar matematicamente as estimativas de altura de ondas realizadas por “observadores treinados” antes da utilização de equipamentos de medição.

Em termos da altura significativa, quatro relações baseadas na distribuição de Rayleigh são muito utilizadas, são elas:

$$\bar{H}_{0,1} = 1,27H_S \quad 2.58$$

$$\bar{H}_{0,01} = 1,67H_S \quad 2.59$$

$$\bar{H} = 0,63H_S \quad 2.60$$

$$\bar{H}_{rms} = 0,707H_S \quad 2.61$$

2.3.2 Análise no domínio do tempo de um registro de onda

Registros de ondas são séries temporais de níveis de água discretas $h(t)$, adquirida a pequenos intervalos Δt . O nível de água registrado pode ser convertido em uma série discreta $\eta(t)$ da flutuação entorno no nível médio da água pela subtração da média de $h(t)$, Figura 2.36.

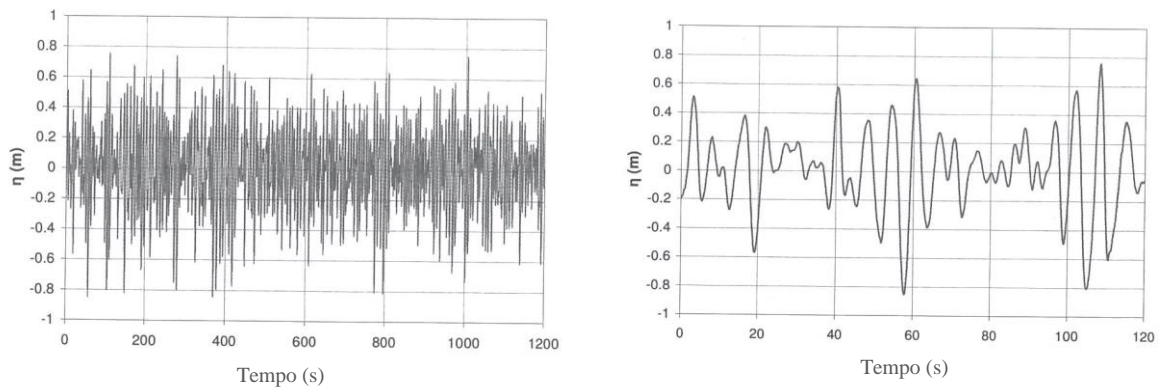


Figura 2.36 – Registro de onda, Kamphuis (2010).

A metodologia de análise no domínio do tempo consiste em identificar passagens consecutivas do registro de ondas pela posição zero das ordenadas (que representa o nível médio da superfície livre) em um determinado sentido (critério ascendente ou descendente).

A Figura 2.37 apresenta um exemplo do método de análise no domínio do tempo, onde dois pontos zeros-ascendentes consecutivos definem a altura da onda (H), a distância vertical entre o ponto mais alto (crista) e o ponto mais baixo (cavado), e o período (T), o intervalo de tempo entre esses dois pontos.

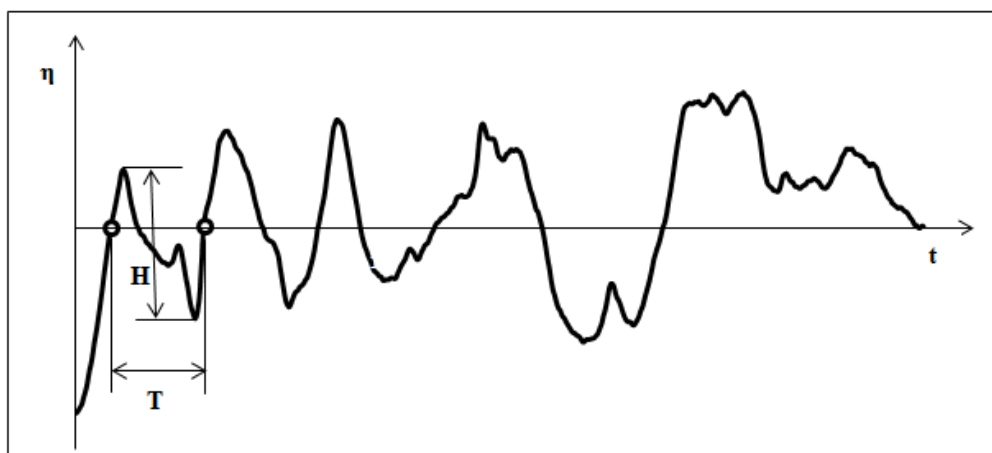


Figura 2.37 – Exemplo de critério zero-ascendente para uma análise no domínio do tempo, Laing et al. (1998).

Segundo Laing et al. (1998) não existe uma convenção clara sobre a utilização do critério zero-ascendente ou zero-descendente para a determinação das alturas e dos períodos das ondas. Os autores afirmam que não existem diferenças mensuráveis se o registro for suficientemente longo, no caso de ondas marítimas, citam serem necessárias pelo menos 200 ondas contabilizadas pelo método de análise em questão.

Através da análise no domínio do tempo são determinados diversos parâmetros estatísticos, sendo eles:

\bar{H} = altura de onda média;

$H_{\text{máx}}$ = altura de onda máxima;

\bar{T} = período médio, obtido pela divisão do tempo de registro pelo número de ondas identificadas;

$\bar{H}_{1/n}$ = altura média de 1/n das maiores alturas de ondas;

$\bar{T}_{1/n}$ = período médio de 1/n dos maiores períodos de ondas;

$\bar{H}_{1/3}$ = altura de onda significativa (H_s);

$\bar{T}_{1/3}$ = período de onda significativo (T_s).

Endres e Capitão (2010) afirmam que a análise no domínio do tempo é mais sensível quando da ocorrência de pequenas oscilações na superfície livre em conjunto com as ondas propriamente ditas. Nestes casos, valores estranhos são computados. Alterando o critério para definição da contagem de ondas, os resultados podem mudar significativamente.

Em suas avaliações, Endres e Capitão (2010) consideraram necessária a existência de dois pontos acima e dois pontos abaixo no nível de água médio (4 pontos) para caracterizar como onda uma oscilação no nível de água. Os autores estudaram situações referentes à agitação marítima, no entanto, para ondas formadas a jusante de um ressalto hidráulico não existem recomendações.

2.3.3 Análise no domínio da frequência de um registro de onda

A análise no domínio da frequência pressupõe o registro de onda sendo estacionário e ergódico. Para levar a cabo uma análise estatística correta tal suposição é necessária, no entanto, não existe outra escolha se não assumir que os registros são curtos o suficiente para serem, necessariamente, estacionários e ergódicos (Kamphuis, 2010).

A agitação da superfície da água pode ser vista como a soma de vários conjuntos trens de ondas simples. A validação deste conceito se dá através da introdução do espectro de variância da agitação da superfície da água. Esta agitação pode ser decomposta por meio de análise de Fourier em um grande número de ondas senoidais com frequências, direções, amplitudes e fases

diferentes. Cada frequência e direção descrevem uma componente da onda, onde cada componente possui uma amplitude e fase associadas, Laing et al. (1998).

A análise harmônica (Fourier) fornece uma aproximação à forma irregular, mas quase periódica de um registro de onda, como a soma de curvas senoidais. A elevação da superfície variando no tempo em uma única direção pode ser descrita por:

$$\eta(t) = \eta_0 + \sum_{j=1}^N a_j \text{sen}(j\omega_0 t + \theta_j) \quad 2.62$$

Onde:

$\eta(t)$ = elevação da superfície livre no instante t

η_0 = elevação média da superfície livre;

a_j = amplitude da onda;

ω_0 = frequência angular da onda;

θ_j = ângulo de fase da onda, e;

N = número de ondas.

O ângulo de fase indica que os componentes não estão todos em fase, ou seja, seus máximos geralmente ocorrem em tempos diferentes. Os componentes de alta frequência tendem a tornar-se insignificantes, Laing et al. (1998).

Cada componente de onda viaja em sua própria velocidade (que depende da frequência da onda - ou período). Assim, o espectro de componentes de onda está mudando continuamente em toda a superfície do mar, com os componentes de baixa frequência (grande período ou longo comprimento de onda) viajando mais rápido do que componentes de alta frequência.

As amplitudes (a_j) elevadas ao quadrado correspondem à parcela da variância da elevação da superfície livre (η) de cada uma das componentes da onda, desta forma, a variância de um conjunto de ondas sobrepostas é dada por $S(f) = \sum a_j^2$.

A função $S(f)$ é conhecida como espectro de variância da onda (Laing et al., 1998). No entanto, cita Kamphuis (2010), a variância é um termo estatístico, um termo físico seria densidade de energia da onda, dada por:

$$E_w = \rho g \sigma^2 \quad 2.63$$

Consequentemente, a distribuição de energia da onda em função da frequência seria:

$$E_w(f) = \rho g S(f)$$

2.64

Inicialmente os espectros eram expressos em função de E_w , no entanto, tornou-se prática comum desconsiderar ρg , e graficar apenas $a^2/2$ ou apenas a^2 no eixo vertical.

A Figura 2.38 apresenta um espectro típico da agitação marítima, em que as amplitudes elevadas ao quadrado de cada componente de onda são representadas em função das suas frequências.

O algoritmo comumente usado para a determinação dos espectros de ondas é a transformada rápida de Fourier (FFT).

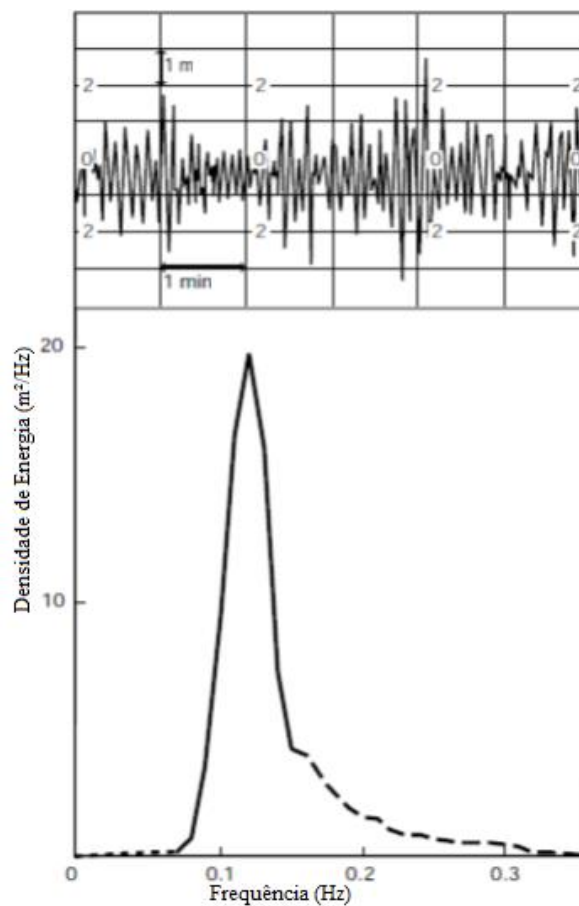


Figura 2.38 – Exemplo de um espectro de onda de uma medição da oscilação dos níveis de água (Fonte: Laing et al., 1998).

2.3.3.1 Parâmetros derivados do espectro

Um espectro de onda é a distribuição da energia das ondas em função da frequência. Tal como uma distribuição estatística, muitos dos parâmetros derivados do espectro são análogos a parâmetros semelhantes de uma distribuição estatística. Assim, a forma de um espectro de

ondas é geralmente expressa em termos dos momentos da distribuição (espectro). O momento de enésima ordem, m_n , do espectro é definido por:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n \cdot E(f) df \quad 2.65$$

Nesta fórmula, $E(f)$ denota, como já explicado, a densidade da variância (ou energia) em função da frequência, de modo que $E(f) \cdot df$ representa a variância $a^2/2$ no intervalo f a $f+df$. Na prática, pode-se fazer a aproximação da Equação 2.65 a um somatório.

$$m_n = \sum_{i=0}^N f_i^n \frac{a_i^2}{2} \quad 2.66$$

A partir da definição de m_n , segue-se m_0 , que representa a área sob a curva espectral, m_1 e m_2 :

$$m_0 = \sum_{i=0}^N \frac{a_i^2}{2} \quad 2.67$$

$$m_1 = \sum_{i=0}^N f_i \frac{a_i^2}{2} \quad 2.68$$

$$m_2 = \sum_{i=0}^N f_i^2 \frac{a_i^2}{2} \quad 2.69$$

A variância total do registro da onda é obtida pelo somatório das variâncias de cada um dos componentes individuais do espectro. Esta área tem um significado físico, usado em aplicações práticas para a definição de altura de onda extraídos do espectro. Por exemplo, a energia de uma onda, E_w , está relacionada com a altura da onda da seguinte forma:

$$E_w = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad 2.70$$

Substituindo a agitação da água por apenas uma onda simples senoidal que tenha a mesma energia, sua altura equivalente seria dada pela equação abaixo, sendo H_{rms} a altura média quadrática da onda equivalente:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{8E_w}{\rho g}} \quad 2.71$$

No entanto, é interessante possuir um parâmetro derivado do espectro correspondendo, tanto quanto possível, à altura da onda significativa, $\bar{H}_{1/3}$, determinada diretamente do registro da onda através da análise no domínio do tempo. Para tal, foi demonstrado que H_{rms} deve ser multiplicado por $\sqrt{2}$ para se obter o valor requerido. Assim, o parâmetro espectral de altura de onda comumente empregado pode ser calculado a partir da área medida, m_0 , sob a curva espectral, tal como apresentado pela Equação a seguir:

$$H_{m0} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{8E_w}{\rho g}} = 4\sqrt{m_0} \quad 2.72$$

Por vezes a variância, parâmetro m_0 , é referida como sendo a energia total do registro de ondas, no entanto, a energia total é na realidade, $E_w = \rho g m_0$.

Segundo Laing et al. (1998), a correspondência entre H_{m0} e $\bar{H}_{1/3}$ é válida apenas para espectros muito estreitos, que não ocorrem frequentemente na natureza. No entanto, a diferença é relativamente pequena na maioria dos casos, geralmente $H_{m0} \cong 1,05 \cdot \bar{H}_{1/3}$.

A definição dos parâmetros para o período de onda é um processo mais complicado, devido à grande variedade de formas espectrais relacionadas às variadas condições e combinações de ondas possíveis. Alguns dos parâmetros espectrais relacionados ao período e a frequência estão apresentados abaixo:

f_p = frequência de onda correspondente ao pico do espectro;

T_p = período de onda correspondente ao pico do espectro, $T_p = 1/f_p$;

T_{01} = período de onda correspondente à frequência média do espectro;

T_{02} = período de onda teoricamente equivalente ao período de onda médio obtido através da análise do registro de ondas no domínio do tempo.

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad 2.73$$

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad 2.74$$

Goda (1978) mostrou que para uma variedade de casos o período significativo, $T_S = \bar{T}_{1/3}$, varia entre 0,87 a 0,97 T_p .

Laing et al. (1998) afirmam que o parâmetro T_{02} é sensível a valores atribuídos às frequências mais elevadas na integração apresentada pela Equação 2.65.

Segundo Capitão (2001), para uma caracterização da agitação marítima suficientemente completa, é necessário usar os dois tipos de análise (domínio do tempo e domínio da frequência), sendo que ambas as perspectivas são formas diferentes de descrição de uma mesma realidade, que é a informação contida num registo temporal. A Transformada de Fourier é a ferramenta matemática que permite a passagem do domínio do tempo para o domínio da frequência e vice-versa.

2.4 ESTABILIDADE E PROTEÇÃO DAS MARGENS

O propósito fundamental da estabilização e proteção de margens, sob o ponto de vista hidráulico e ambiental, é evitar a erosão e manter a seção do curso d'água estável e dentro dos limites estabelecidos para sua utilização.

Os processos erosivos sobre as margens dos corpos de água afetam a mata ciliar, alteram os habitats de organismos, contribuem para a degradação do solo, afetando o ambiente como um todo. A intensificação do assoreamento nos corpos d'água e o aumentando a turbidez, além de causarem danos ao meio-ambiente, também prejudicam o abastecimento de água, a geração de energia e a navegação.

As estruturas de estabilização de margens são projetadas com o objetivo de prevenir a migração lateral de canais aluviais pela erosão. As metodologias de estabilização de rios (margens) são classificadas de acordo com duas abordagens distintas: fortalecimentos das margens e redução dos esforços hidrodinâmicos (Julien 2002).

2.4.1 Classificação das obras de proteção de margens

As obras de proteção de margens usualmente empregadas contra a ação hidráulica são classificadas em dois grupos:

- a) Os revestimentos ou proteções diretas ou contínuas;
- b) Os diques e espigões, também considerados como proteções indiretas ou descontínuas.

As proteções tipo revestimento são usualmente paralelas ao eixo do canal, já os espigões são dispostos perpendicularmente a este. Segundo CIRIA, CUR, CETMEF (2007), os revestimentos são as formas mais comuns de proteção de rios, sendo compostos por uma

camada de material resistente à erosão disposta sobre as camadas erodíveis das margens dos rios e por vezes sobre o leito. A Tabela 2.9 apresenta os métodos de construção e principais obras relacionadas em função do tipo de proteção.

Seja qual for a forma de proteção das margens, direta ou indireta, ambas apresentam suas vantagens e desvantagens. As proteções diretas têm como principais vantagens o fato de não diminuir a área hidráulica do rio e, normalmente, são mais eficientes na garantia da fixação definitiva das margens. No entanto, são consideradas desvantagens o fato de se tratar de uma construção mais complicada, que leva ao encarecimento da obra e, comumente, necessitam de manutenção cuidadosa para que seja mantida sua integridade. Já as obras de proteção indireta apresentam como vantagem: a economia na execução, a diminuição dos custos de manutenção ao longo do tempo, a possibilidade de construção em etapas, o fato de que a destruição de um trecho da obra não põe em perigo todo restante da mesma e a retenção de sedimentos proporciona uma proteção adicional. Como desvantagens têm-se: a diminuição da área hidráulica, o aumento da rugosidade das margens, a menor eficiência e menor garantia.

Tabela 2.9 - Tipos de proteção, métodos de construção e principais obras relacionadas.

Tipo de Proteção	Método de Construção	Principais Obras
Diretas ou Contínuas	Apoiadas ou executadas diretamente no talude das margens.	Redução do ângulo de talude, revestimento das margens com pedregulhos, cascalhos, pedras britadas vegetação, revestimento asfáltico, enrocamento com pedras lançadas, gabiões, cortinas contínuas e muros.
Indiretas ou Descontínuas	Obras construídas a certa distância da margem para desviar as correntes e provocar a decantação de material sólido transportado pela água.	Espigões e diques.

2.4.2 Fatores que afetam a estabilidade das margens

Para a elaboração de um projeto de proteção de margens é fundamental o conhecimento dos fatores que afetam a estabilidade tais como as causas e tipos de erosões e desbarrancamentos. Estas causas podem, de modo geral, ser classificadas em:

- a) Ação hidráulica, devido a correntes e ondas;
- b) Instabilidade geotécnica, resultados da saturação e infiltrações de água.

2.4.2.1 Ação erosiva das correntes

Ocorrem quando as forças erosivas atuantes sobre material constituinte do leito e das margens forem superiores à força erosiva crítica ou limite do material. Os recuos das margens ocorrem quando da erosão do pé do talude, provocando o solapamento dos mesmos.

Em curvas de rios, as forças hidrodinâmicas induzem fluxo secundário, onde as linhas de corrente na superfície livre são desviadas para o banco exterior enquanto as linhas de corrente junto ao fundo são desviadas em direção à margem interior. Ao longo da secção transversal, as linhas de corrente são defletidas para baixo perto da margem exterior e desviadas para cima na margem interior. O efeito resultante é a diminuição da estabilidade das partículas e ocorrência de erosão junto à margem externa. Por outro lado, é esperado o aumento da estabilidade das partículas perto do ponto de barra.

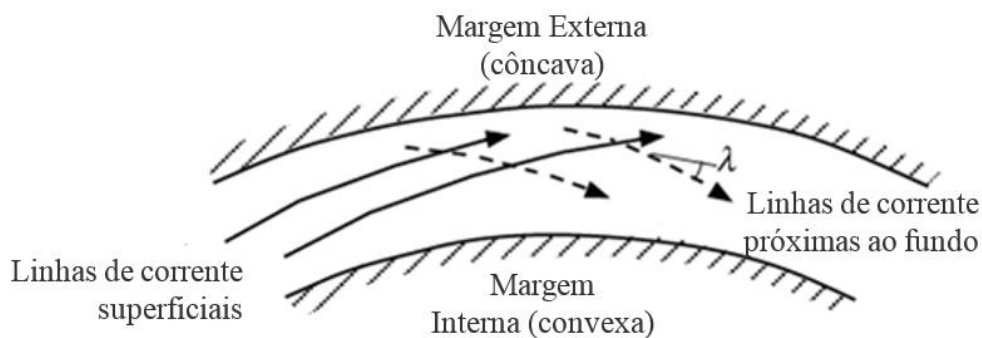


Figura 2.39 – Escoamento em curvas de rios (adaptado de Julien 2002).

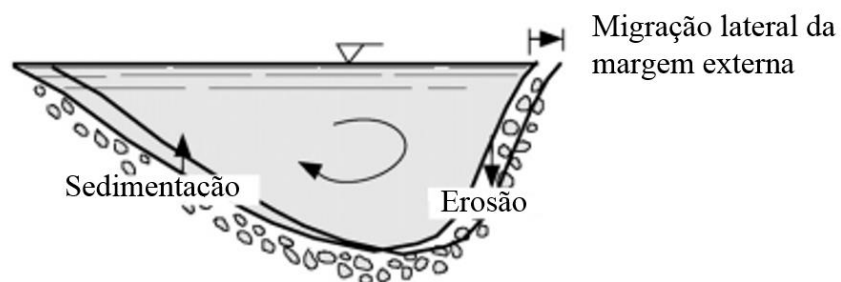


Figura 2.40 – Efeito das correntes sobre as margens (adaptado de Julien 2002).

2.4.2.2 Ação das ondas

As erosões causadas devido ao ataque das ondas contra as margens podem ser atribuídas à diferentes agentes, tais como: o vento, embarcações ou a operação de estruturas hidráulicas, tais como vertedouros de barragens e estações elevatórias. A desestabilização das margens é

usualmente associada ao rápido rebaixamento dos níveis de água e à quebra das ondas sobre o talude, Escarameia (1999).

2.4.2.3 Instabilidade geotécnica

A erosão do pé da margem exterior desloca o talvegue (leito) para o exterior da curva do rio aumentando a inclinação da margem. O aumento da inclinação do material da margem externa provoca falência da mesma

Em solos granulares não-coesivos a remoção dos grãos junto ao pé do talude induz ao escorregamento do material granular assim que a inclinação do talude excede o ângulo natural de repouso do material (ϕ). Além disto, saturação do terreno tem por consequência uma redução do ângulo natural de equilíbrio relativo ao material, diminuindo sua resistência.

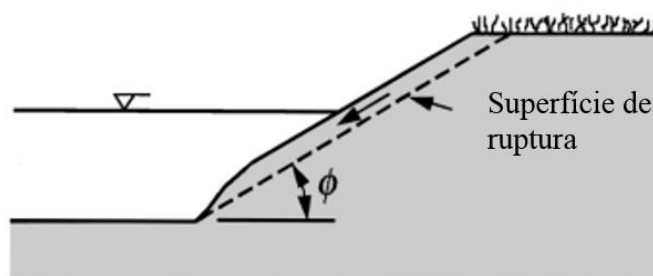


Figura 2.41 – Deslizamento de margens compostas por solos granulares não-coesivos (adaptado de Julien 2002).

Outro fator que deve ser levado em conta diz respeito descida ou subida rápida do nível de água ou a elevação do lençol freático, que podem provocar o escorregamento do talude da margem, causando rompimento generalizado.

No caso de margens formadas por materiais coesivos a ruptura rotacional é considerada típica, a presença de rachaduras acelera o processo de erosão das barrancas dos rios.

A existência de escoamento através de caminhos preferenciais, em pontos fracos do terreno, permite que as partículas do talude sejam transportadas pelo fluxo provocando assim a erosão progressiva retrógrada, este processo é chamado de “*piping*” ou retro-erosão. Esse processo é bastante frequente em solos estratificados, onde o material não-coesivo é mobilizado pelo fluxo causado por mudanças no nível d’água do rio, por ondas geradas por vento ou embarcações. A mobilização desses materiais faz com que as camadas superiores percam sua fundação (suporte), levando ao aparecimento de rachaduras na superfície do terreno. Tais

rachaduras permitem a entrada de água proveniente do escoamento superficial, afetando ainda mais a estabilidade.

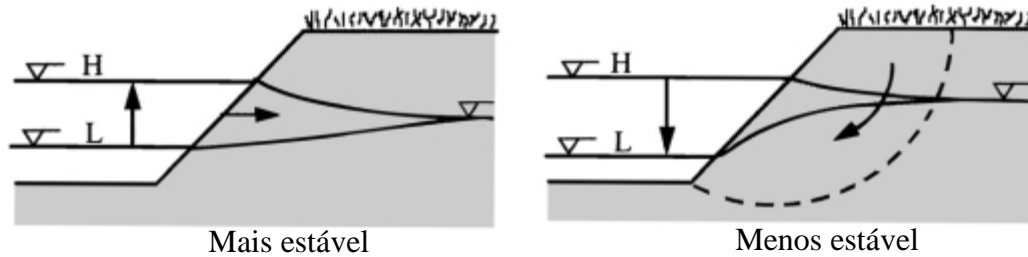


Figura 2.42 – Ruptura de margens de material coesivo devido a alteração do nível de água e do lençol freático (adaptado de Julien 2002).

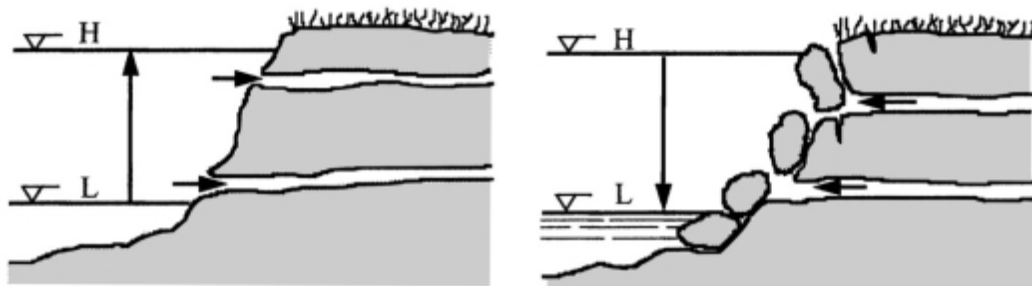


Figura 2.43 – Processo de “piping” (adaptado de Julien 2002).

De uma maneira geral, as margens formadas por solos arenosos e siltosos são consideradas de mais fácil erosão. As margens argilosas ou formadas por cascalhos são consideradas menos erodíveis.

2.4.3 Dimensionamento de proteções de enrocamento contra ação de ondas

A pesquisa bibliográfica realizada constatou que a maioria das metodologias de dimensionamento de proteções de enrocamento contra o ataque de ondas foram desenvolvidas no campo da hidráulica marítima e portuária, podendo-se citar os estudos de Hudson (1953), Van der Meer (1988), Pilarczyk (1990), Pilarczyk (1998). No entanto, verificou-se que Brighetti e Martins (2001) apresentam estas metodologias aplicadas ao contexto da hidráulica fluvial, em casos de ondas geradas pela ação do vento. O autor não apresentou qualquer recomendação específica com relação a utilização dessas metodologias para a proteção de margens de rios.

CIRIA, CUR e CETMEF (2007) afirmam, para o caso de estruturas sujeitas ao ataque de onda, o parâmetro mais importante que fornece a relação entre a estrutura e a condição de ondas é o número de estabilidade N_S (-).

$$N_s = \frac{H}{\Delta D} \quad 2.75$$

H = altura da onda, usualmente a altura significativa H_s ou a altura significativa espectral H_{m0} ;

D = tamanho do enrocamento, usualmente D_{50} ;

Δ = densidade relativa do material;

Com relação à estabilidade da estrutura, CIRIA, CUR e CETMEF (2007) descrevem que diversos parâmetros podem ser utilizados para caracterizar o dano sofrido pela estrutura. No caso de proteções com blocos, apresentam como exemplo, um parâmetro adimensional de nível de dano (S_d), que relaciona a erosão ocorrida em função do diâmetro da proteção, Figura 2.44.

$$S_d = A_e / D_{50}^2 \quad 2.76$$

A_e = área erodida em torno do nível de água (m^2).

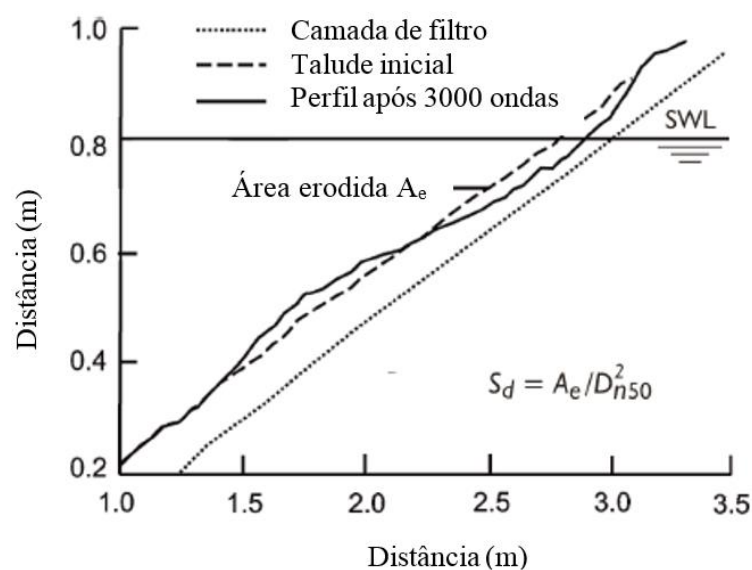


Figura 2.44 – Parâmetro de dano baseado na área de erosão, adaptado de CIRIA, CUR e CETMEF (2007).

A formulação proposta por Hudson (1953) foi desenvolvida a partir de testes em modelos reduzidos, com a utilização de ondas regulares, para estruturas não galgáveis e com núcleo permeável. Sua fórmula apresenta a relação entre o diâmetro do enrocamento D_{50} , a altura da onda H e diversos parâmetros relacionados à estrutura.

$$\frac{H_S}{\Delta D_{50}} = \frac{[K_D \cot(\theta)]^{1/3}}{1,27} \quad 2.77$$

K_D = coeficiente de estabilidade;

H_S = altura significativa da onda;

θ = inclinação do talude;

g = aceleração da gravidade;

D = dimensões do enrocamento, no caso D_{50} ;

Δ = densidade relativa do material.

Esta metodologia aceita que até 5% dos blocos sejam deslocados devido à ação de ondas, considerando uma região desde a crista até abaixo do nível de água.

Os valores de K_D , segundo o Shore Protection Manual (CERC, 1977), para enrocamento granular aleatoriamente despejado em duas camadas sobre a estrutura, são: $K_D = 3,5$ para ondas que são naturalmente induzidas pela profundidade a quebrarem em frente ao talude e; $K_D = 4,0$ para ondas que não quebram antes de chegar ao talude. Esses valores são propostos considerando a utilização da altura significativa (H_S) como parâmetro de projeto.

Já no Shore Protection Manual (CERC, 1984) propõe a utilização da altura $H_{1/10}$ como altura de onda de projeto, sendo que $H_{1/10} = 1,27H_S$. Desta forma, o valor de K_D sugerido para a condição de ondas que quebram próximas ao talude da estrutura foi revisado para $K_D = 2,0$. Para a outra condição o valor de K_D foi mantido.

A principal vantagem da fórmula de Hudson (1953) é a sua simplicidade e ampla variedade de formas e configurações de materiais de proteções para a qual os valores de K_D foram determinados. No entanto, a fórmula possui suas limitações, tais como: não considerar o período e o número de ondas e, ser desenvolvida para estruturas com núcleo permeável.

Para a aplicação em condições impermeáveis, CIRIA, CUR e CETMEF (2007) afirmam que a fórmula de Hudson (1953) apresenta uma acurácia muito inferior à verificada em condições com núcleo permeável. Nas condições de núcleo impermeável indica-se a utilização de $K_D = 1,0$.

Segundo Bezuijen e Bretler (1996), as fórmulas publicadas na literatura para o dimensionamento de proteções contra a ação de ondas com a utilização blocos têm suposições diferentes ou baseiam-se em diferentes experimentos. A maioria das fórmulas é baseada em uma solução analítica de uma equação de fluxo de águas subterrâneas na camada de filtro e em uma distribuição de pressão esquematizada no talude devido ao ataque das ondas. As fórmulas

empíricas descrevem a distribuição da pressão das ondas em função da altura da onda, sua esbeltez e da inclinação do talude.

Van der Meer (1988) apresenta uma formulação mais complexa que a equação de Hudson (1953). Como aprimoramentos, Van der Meer (1988) considera a duração do evento (no caso da hidráulica marítima, uma tempestade), a possibilidade de núcleos permeáveis e impermeáveis e a definição clara de níveis de dano. As fórmulas propostas por Van der Meer (1988) são apresentadas abaixo:

$$\frac{H_S}{\Delta D_{50}} = c_{pl} P_b^{0,8} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad (\text{para a condição com arrebentação } \xi_m < \xi_{cr}) \quad 2.78$$

$$\frac{H_S}{\Delta D_{50}} = c_s P_b^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot\theta} \xi_m^P \quad (\text{para a condição sem arrebentação } \xi_m \geq \xi_{cr}) \quad 2.79$$

Onde:

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl} P_b^{0,31}}{c_s} \sqrt{\tan\theta} \right]^{\frac{1}{P+0,5}} \quad 2.80$$

$$\xi = \frac{\tan\theta}{\sqrt{H_S/L_0}} \quad 2.81$$

$$L_0 = gT^2 / 2\pi \quad 2.82$$

$$\Delta = \rho_s - \rho_a / \rho_a \quad 2.83$$

Sendo:

N = número de ondas incidentes;

H_S = altura significativa da onda;

ξ = número de Iribarren ou parâmetro de similaridade de surfe, correlaciona a forma de quebra das ondas com a declividade de praia ou talude, ver Figura 2.45;

L₀ = comprimento de onda em águas profundas;

ξ_{cr} = número de Iribarren determinado para o período crítico da onda, T_P;

ξ_m = número de Iribarren determinado para o médio \bar{T} da análise do domínio do tempo;

θ = inclinação do talude;

D₅₀ = diâmetro D₅₀ do enrocamento;

Δ = densidade relativa do material;

ρ_s = massa específico do material;

ρ_a = massa específico da água;

P_b = coeficiente relacionado à permeabilidade da estrutura, conforme Figura 2.46;

$c_{pl} = 6,2$ e $c_s = 1,0$.

Para taludes mais suaves que 1:4 (V:H), $\cot\theta > 4$, deve ser utilizada apenas a Equação 2.78. Os valores característicos do parâmetro de dano (S_d) podem ser caracterizados da seguinte maneira:

- Início do dano, corresponde a um dano 0 a 5%;
- Dano Intermediário;
- Falha, camada de filtro exposta.

Os valores limites de S_d dependem principalmente da inclinação do talude da estrutura. Para proteções em dupla camada os valores da

Tabela 2.10 podem ser usados. O valor do parâmetro de dano $S_d = 2$ a 3 é normalmente usado para fins de projeto. No entanto, em alguns casos pode ser factível aplicar valores superiores, $S_d = 4$ a 5. A escolha do valor e S_d pode depender do tempo de vida útil desejado para a estrutura ou do seu ciclo de manejo.

A metodologia de cálculo proposta por Pilarczyk (1990) e Pilarczyk (1998) segue os mesmos princípios do método de Van der Meer (1988), sendo apresentada a seguir.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{50}} \leq \psi_u \Phi \frac{\cos\theta}{\xi_p^b} = F \frac{\cos\theta}{\xi_p^b} \quad 2.84$$

Sendo:

ψ_u = fator de estabilidade empírico de majoração determinado para sistema ($\psi_u = 1,0$ para o riprap e $\psi_u > 1,0$ para outros sistemas de revestimento);

Φ = fator de estabilidade para movimento incipiente, definido em função de ξ ;

H_s = altura significativa da onda;

ξ_p = número de Iribarren com relação ao período de pico T_p ;

θ = inclinação do talude;

D = tamanho, no caso D_{50} ou espessura específica da unidade de proteção;

Δ = densidade relativa do material;

b = coeficiente relacionado ao processo de interação entre ondas e tipo de revestimento (rugosidade, porosidade / permeabilidade etc.), $0,5 < b < 1$. Para revestimentos ásperos e permeáveis como riprap, $b = 0,5$. Para revestimentos mais lisos e menos permeáveis de blocos arranjados, pode-se aproximar ao valor de $b = 1$. O valor $b = 2/3$ pode ser tratado como um

valor representativo comum para outros sistemas (ou seja, blocos abertos e tapetes de blocos, colchões de design especial, etc).

A Equação 2.84 é aplicável até $\xi_p = 3$ (ondas de ruptura); para $\xi_p > 3$, aplicam-se os tamanhos calculados para $\xi_p = 3$.

O fator de estabilidade (Φ) para agregados frouxos pode ser definido de maneira mais geral usando a seguinte expressão:

$$\Phi = 6,2P_b^{0,18}(S_b^2/N)^{0,1} \quad \text{para } \xi < 3,0$$

Onde:

P_b = permeabilidade do material do núcleo, conforme Figura 2.46;

S_b = número de dano;

N = número de ondas.

No caso de núcleo relativamente impermeável (isto é, areia ou argila, $P_b = 0,1$) e número limitado de ondas ($N = 3000$), os seguintes valores indicativos para rocha podem ser determinados: $\Phi = 2,0$ - para o limite inferior de estabilidade; $\Phi = 2,25$ - valor médio do movimento incipiente (movimento de 1 a 3 pedras sobre a largura do talude igual a D); $\Phi = 3,0$ - como primeira aproximação para dano máximo tolerável para sistema de duas camadas em filtro granular (profundidade do dano menor ou igual a $2D$); $\Phi = 3,0$ - também pode ser aplicado para o movimento incipiente da rocha colocada sobre núcleo permeável (núcleo do aterro ou filtro granular espesso).

Tabela 2.10 – Valores de projeto para os parâmetros de dano (S_d) em proteções com dupla camada (Fonte: CIRIA, CUR e CETMEF, 2007).

Talude Cot(α)	Nível de dano		
	Início do dano	Dano intermediário	Falha
1,5	2	3 - 5	8
2	2	4 - 6	8
3	2	6 - 9	12
4	3	8 - 12	17
6	3	8 - 12	17

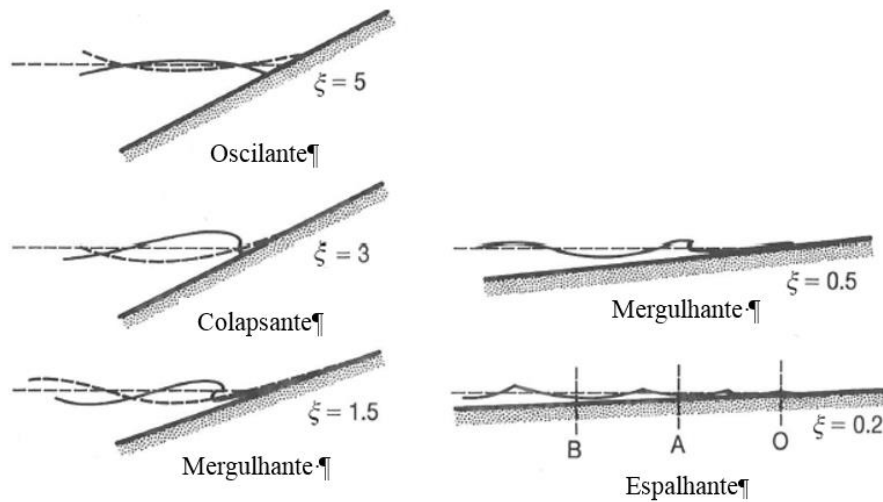


Figura 2.45 – Tipo de quebra de ondas em praias, CIRIA, CUR e CETMEF (2007).

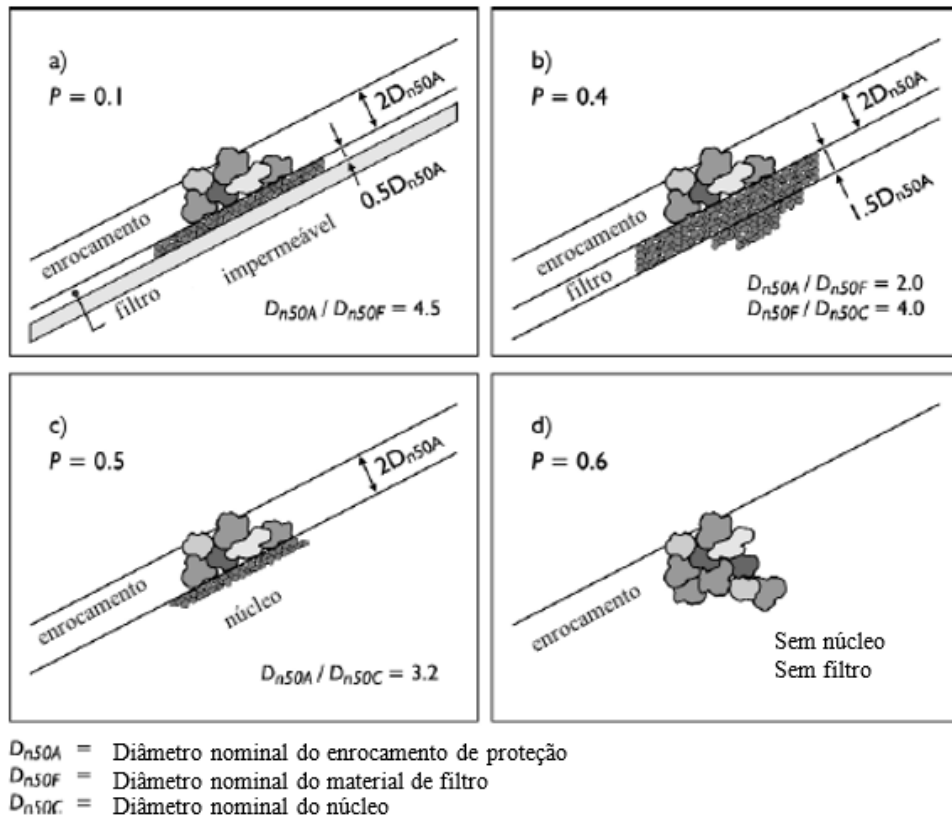


Figura 2.46 – Fator de permeabilidade P_b em função das características da estrutura, adaptado de CIRIA, CUR e CETMEF (2007).

2.5 MODELAGEM HIDRÁULICA REDUZIDA

O modelo hidráulico reduzido é a representação de um protótipo do mundo real, trata-se de uma ferramenta para desenvolver soluções otimizadas em problemas de engenharia

hidráulica (Heller 2011). As dimensões de um modelo reduzido são definidas em função do fator de escala com relação ao protótipo (λ).

$$\lambda = \frac{L_P}{L_M} \quad 2.85$$

Onde:

L_P é um comprimento característico no protótipo;

L_M é um comprimento característico no modelo.

Existem diversas classificações para os modelos hidráulicos reduzidos. Estas classificações incluem: modelos costeiros ou modelos interiores; modelos bidimensionais ou tridimensionais (conjunto); modelos a fundo fixo ou modelos a fundo móvel, e; modelos distorcidos ou não distorcidos.

Os modelos costeiros lidam com processos que se desenvolvem ao longo da linha de costa. Estes processos incluem ondas, marés, correntes e ventos sobre praias, ilhas, portos e estruturas costeiras. Os modelos de águas internas lidam com o escoamento em rios, lagos, eclusas, estruturas de controle de barragens e escoamentos atuantes sobre as margens e leitos dos rios.

Os modelos bidimensionais examinam processos hidrodinâmicos nas dimensões características de comprimento e profundidade. Modelos tridimensionais ou modelos de conjunto incluem os efeitos da terceira dimensão, a largura, nos fenômenos hidrodinâmicos. Considerando uma mesma escala de redução, os modelos de conjunto são, normalmente, mais caros de construir e testar do que os modelos bidimensionais.

Os modelos de fundo fixo têm limites sólidos que não são modificados pelos processos hidrodinâmicos que estão sendo modelados. Esse é o tipo mais comum de modelo e os efeitos de escala são relativamente bem compreendidos. Os modelos de fundo móvel, por outro lado, possuem limites que interagem com os processos hidrodinâmicos. Eles são usados para estudar questões relacionadas ao transporte de sedimentos.

Um modelo é classificado como não distorcido se tiver a mesma escala geométrica nas direções horizontal e vertical. Essa é a prática usual para a maioria dos modelos, especialmente aqueles onde se deseja modelar com precisão os movimentos das partículas de água nas direções horizontal e vertical, tais como, a maioria dos modelos que envolvem ondas. Já um modelo distorcido possui escalas diferentes para as dimensões horizontal e vertical. A escala horizontal

é muito menor que a vertical, permitindo a esses modelos cobrir áreas extensas. Modelos distorcidos são utilizados em estudos de transportes de sedimentos, em estudos de ondas longas e marés.

Segundo Hughes (2005), todos os estudos em modelagem reduzida estão baseados no conceito de que o modelo se comporta de uma maneira similar ao protótipo. Sendo assim, um modelo físico, propriamente validado, pode ser utilizado para prever o comportamento do protótipo em condições específicas. Este importante conceito permite realizar estudos em modelo para obter informações que são úteis ao projeto de uma estrutura real (protótipo) e, por consequência, evitar erros custosos. No entanto, um engenheiro prudente não assume que os estudos em modelo proverão respostas para todas as questões.

A semelhança entre o modelo e o protótipo é obtida quando todos os principais fatores que influenciam os fenômenos a serem estudados estão em proporção. As relações que não estão em proporção devem ter efeitos tão pequenos a ponto de serem insignificantes para o fenômeno de interesse.

O critério de semelhança entre modelo e protótipo é imposto por relações físicas entre parâmetros. Elas são condições matemáticas que devem ser cumpridas pela proporção entre determinados parâmetros, os quais não podem ser alterados sem que se mudem as premissas físicas fundamentais do modelo.

2.5.1 Condições de semelhança / similaridade

Um modelo físico em escala é completamente similar ao protótipo e não apresenta efeitos de escala se satisfaz os três critérios de semelhança mecânica:

- a) Semelhança geométrica – Semelhança na forma;
- b) Semelhança cinemática – Semelhança de movimento entre modelo e protótipo;
- c) Semelhança dinâmica – Semelhança entre todas as relações de força entre modelo e protótipo.

As relações entre as forças mais relevantes são:

- Força Inercial = massa \times aceleração = $\rho L^2 V^2$;
- Força Gravitacional = massa \times gravidade (g) = $\rho L^3 g$;
- Força Viscosa = viscosidade dinâmica (μ) \times velocidade/distância \times área = μVL
- Força da Tensão Superficial = tensão superficial (σ_s) \times comprimento = $\sigma_s L$;

- Força Elástica = módulo de Young (E) \times área = EL^2 ;
- Força de Pressão = pressão \times área = PL^2 .

Os parâmetros apresentados nas relações de força são:

ρ = massa específica do fluido (kg/m^3);

L = comprimento característico (m);

V = velocidade característica (m/s);

g = aceleração gravitacional (m/s^2);

μ = viscosidade dinâmica (Ns/m^2);

σ_s = tensão superficial (N/m);

E = módulo de Young (N/m^2);

P = pressão (N/m^2).

Na mecânica de fluidos, a força inercial é normalmente a mais relevante e está inclusa em todas as relações entre forças mais utilizadas, representadas pelos adimensionais:

- Froude (Fr) = força inercial / força gravitacional;
- Reynolds (Re) = força inercial / força viscosa
- Weber (We) = força inercial / força da tensão superficial;
- Cauchy (Ca) = força inercial / força elástica;
- Euler (Eu) = força de pressão / força inercial.

A exata semelhança entre modelo e protótipo requer que todas as relações de força sejam idênticas, onde todos os parâmetros estão em escala. No entanto, no caso de um modelo hidráulico reduzido, apenas uma relação de forças pode ser mantida idêntica se o fluido do modelo é idêntico ao do protótipo.

Na maioria dos problemas de hidráulica, seja fluvial ou costeira, as forças associadas à tensão superficial, à elasticidade e à pressão são relativamente pequenas, podendo ser desconsideradas. Desta maneira, os critérios de semelhança que se tornam importantes são os critérios de semelhança que envolvam as forças gravitacional e viscosa.

Por esta razão os critérios de semelhança associados aos números de Froude e Reynolds são os mais importantes em estudos hidráulicos. A combinação de um desses critérios com a semelhança geométrica proporciona as condições necessárias para semelhança hidrodinâmica nos modelos hidráulicos, Gomes (2018).

2.5.1.1 Semelhança de Froude

É o critério mais aplicado na hidráulica à superfície livre. O critério de semelhança de Froude é especialmente adequado onde os efeitos de fricção são desprezíveis (propagação de ondas em águas profundas) ou para um fenômeno curto e altamente turbulento (ressalto hidráulico).

A semelhança de Froude expressa a relação entre as forças inercial e gravitacional. Seu adimensional é expresso da seguinte forma:

$$Fr = \sqrt{\frac{\rho L^2 V^2}{\rho L^3 g}} = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad 2.86$$

A aceleração da gravidade (g) obviamente é a mesma para o modelo e o protótipo, fato que pode resultar em efeitos de escala.

A maioria dos modelos hidráulicos em engenharias costeira e fluvial são dimensionados de acordo com o critério de semelhança com relação ao número de Froude.

Para que haja semelhança entre o modelo e o protótipo, se faz necessário que ambos possuam o mesmo número de Froude, $Fr_M = Fr_P$:

$$\left(\frac{V}{\sqrt{gL}}\right)_M = \left(\frac{V}{\sqrt{gL}}\right)_P \quad 2.87$$

A partir da equação anterior definem-se as relações de escala para um modelo que respeita a semelhança de Froude:

Relação de escala para as dimensões: $\lambda_L = L_P/L_M$

Relação de escala para as velocidades: $\lambda_V = \sqrt{L_P/L_M}$

Relação de escala para o tempo: $\lambda_T = \sqrt{L_P/L_M}$

2.5.1.2 Semelhança de Reynolds

É o critério aplicado em situações onde a força viscosa é dominante. A semelhança de Reynolds expressa a relação entre as forças inercial e viscosa e seu adimensional tem a seguinte forma:

$$Re = \frac{\rho L^2 V^2}{\mu V L} = \frac{\rho L V}{\mu} \quad 2.88$$

Efeitos de escala em tais modelos resultam da incorreta modelação das demais relações de forças.

2.5.2 Efeitos de modelo, de escala e de medição

Diferenças consideráveis entre parâmetros de modelo e de protótipo podem ocorrer devido ao próprio modelo, à escala e/ou aos efeitos de medição. Efeitos de modelo ocorrem devido à incorreta reprodução das características do protótipo, tais como: na geometria (modelos bidimensionais e reflexões), nas técnicas de geração de ondas e escoamentos (nível de turbulência no escoamento de aproximação ou aproximações lineares para a onda) e nas propriedades do fluido (uso de água doce no lugar de água salgada). Efeitos de escala ocorrem devido à incapacidade de manter constantes cada uma das relações de forças relevantes entre o modelo e protótipo. Já os efeitos devido à medição incluem a utilização de técnicas de medição não idênticas no modelo e no protótipo.

Segundo Heller (2011), estimar como efeitos de modelo, de escala ou de medição afetam qualitativa e quantitativamente os resultados do modelo e se eles podem ou não ser negligenciados é um desafio para os modeladores.

De uma maneira geral, pode-se dizer que os efeitos de escala para um fenômeno específico aumentam com a relação de escala ou fator de escala (λ)

Efeitos de escala ocorrem devido a relações de forças diferentes entre modelo e protótipo, causadas por parâmetros do protótipo que não são corretamente representados em escala.

Testes em modelo reduzido sempre apresentam efeitos de escala se o fator de escala $\lambda \neq 1$, pois é impossível a correta representação de todas as relações de força em modelo. Quanto maior o fator de escala, maiores são as diferenças entre relações de força incorretamente modeladas e maiores os efeitos de escala.

Cada parâmetro presente na análise de um problema requer uma avaliação individual aos efeitos de escala. No estudo de um determinado fenômeno, a magnitude dos efeitos de escala depende da importância relativa das relações de forças que descrevem seu comportamento.

As forças do fluido no modelo são mais intensas que no protótipo, efeitos de escala normalmente têm um efeito amortecido. Parâmetros como a altura da onda ou transporte de sedimentos, são normalmente menores em modelo.

Segundo Heller (2011), a realização de estudos com pelo menos três modelos cinemáticos semelhantes (estudos em séries de escalas) permite quantificar os efeitos de escala ou pelo menos indicar de que maneira esses efeitos alteram os resultados, possibilitando a definição de critérios limites.

A seleção de um valor apropriado para o fator de escala é uma escolha técnica e econômica, visto que o espaço requerido, o tempo e os custos envolvidos no desenvolvimento de um estudo em modelo reduzido aumentam nas razões de λ^{-2} , $\lambda^{-1/2}$ e λ^{-3} , respectivamente.

2.5.3 Mitigação dos efeitos de escala

A prática comum para se lidar com efeitos de escala considera três abordagens: evitar efeitos não desprezíveis, compensação e correção.

Evitar efeitos de escala não desprezíveis em um modelo, no caso um modelo de Froude, requer satisfazer valores limites para as demais relações de força. No caso de modelos para o estudo de ressaltos hidráulicos, Heller (2011) apresenta a recomendação de promover estudos em condições onde o número de Reynolds seja $Re > 10^5$. Para estudos de ondas, para não haja efeitos significativos da tensão superficial a recomendação é que se mantenham períodos $T > 0,35s$ e profundidades $h > 0,02 m$.

Heller (2011) também apresenta sugestões de limites de escala tipicamente utilizados para a modelagem de diferentes fenômenos e que permitem a realização de estudos mantendo a razoabilidade de custos e efeitos de escala moderados. Neste sentido, por exemplo, em estudos de modelos reduzidos de vertedouros o autor cita que as escalas comumente usadas variam entre 1:50 e 1:100. Já para o estudo das condições de refração, de reflexão e de difração em portos e estudos marítimos, as recomendações de escala variam entre 1:60 e 1:150.

A compensação de efeitos de escala tem o objetivo de favorecer a semelhança entre modelo e protótipo através da distorção geométrica de parâmetros do modelo, tais como a rugosidade, a escala ou diâmetro do grão em modelo de fundo móvel. A compensação permite que as relações de força que determinam o fenômeno sejam mantidas idênticas entre modelo e protótipo.

Considerações econômicas, limitações de espaço ou tempo podem levar à construção de um modelo cuja escala não seja a mais apropriada para evitar a ocorrência de efeitos de escala não-desprezíveis. Os resultados do modelo podem ser corrigidos se suficientes informações sobre a influência qualitativa dos efeitos de escala estão disponíveis.

3 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA

3.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

Os estudos experimentais foram realizados com o emprego de dois modelos reduzidos da UHE de Santo Antônio, que possui um vertedouro com baixa queda e grande vazão específica. Foram empregados modelos reduzidos baseados em semelhança de Froude, sendo um modelo de conjunto do arranjo geral da usina hidrelétrica e um modelo parcial da estrutura do vertedouro e bacia de dissipação. Os modelos da UHE Santo Antônio estão localizados nas instalações do Laboratório de Hidráulica Experimental de FURNAS, em Belford Roxo – RJ.

A bacia de dissipação do vertedouro da UHE Santo Antônio possui 90 m de comprimento, sendo um trecho em concreto armado, com 34 m de comprimento, e o restante escavado em rocha. Ao final do trecho escavado em rocha existe uma soleira terminal entre as EL. 38,00 e EL 42,00. Os vãos do vertedouro possuem 20 m de largura. Os pilares entre os vãos têm 5 m de espessura e se estendem até o final do trecho em concreto armado da bacia de dissipação. A

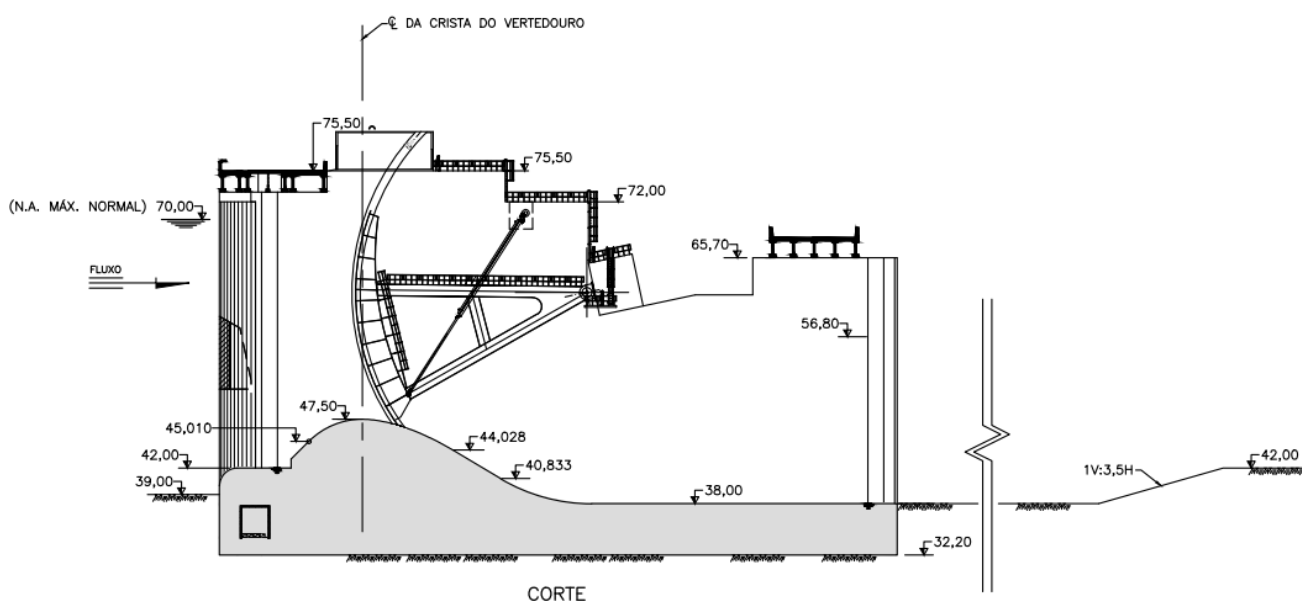


Figura 3.1 apresenta o vertedouro e a bacia de dissipação da UHE Santo Antônio.

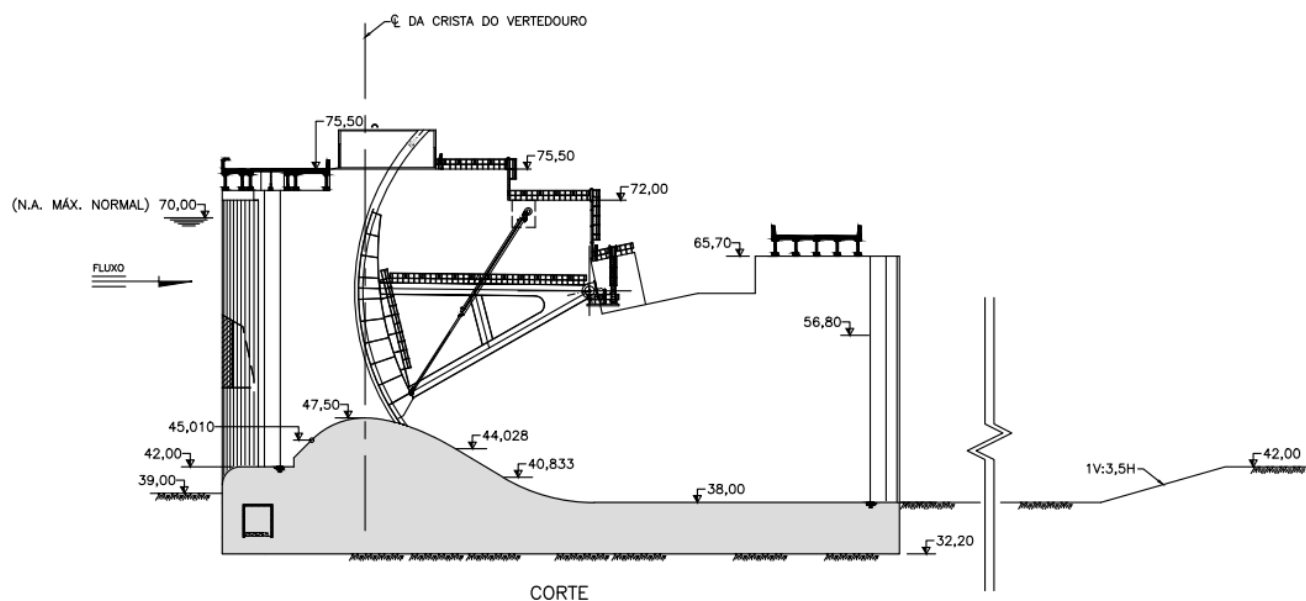


Figura 3.1 –Vertedouro e bacia de dissipação da UHE Santo Antônio.

3.1.1 Modelo de conjunto (escala 1:80)

O modelo hidráulico de conjunto apresenta escala geométrica de 1:80 e representa uma extensão de cerca de 8,7 km do rio Madeira e contempla o estudo do escoamento em fundo fixo. Neste modelo é representado todo o arranjo da usina hidrelétrica, são reproduzidas as quatro casas de força e os dois vertedouros, sendo o vertedouro principal com 15 vãos e o complementar com 3 vãos. O modelo de conjunto possui uma área total de aproximadamente 4000 m². Os ensaios realizados neste modelo consideraram o funcionamento isolado do vertedouro principal com todos os vãos operando com aberturas de comportas iguais. O modelo de conjunto é alimentado por cinco tubulações de DN 400 mm, dimensionadas para uma vazão máxima da ordem de 1,5 m³/s. A Figura 3.2 e a Figura 3.3 apresentam imagens do modelo de conjunto.



Figura 3.2 – Modelo de conjunto da UHE Santo Antônio (escala 1:80).

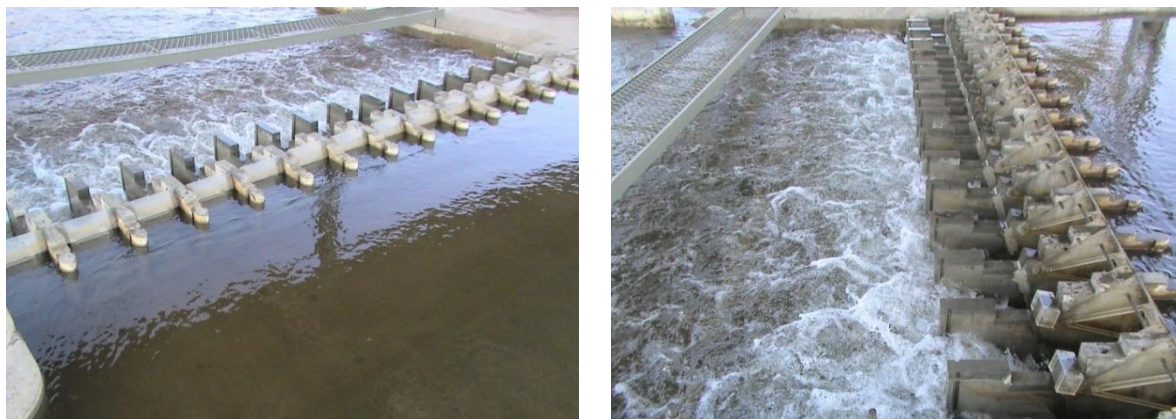


Figura 3.3 – Vertedouro principal, modelo reduzido de conjunto da UHE Santo Antônio (escala 1:80): (a) canal de aproximação por montante, (b) vista lateral a partir da esquerda.

3.1.2 Modelo parcial (escala 1:50)

O modelo parcial, em escala 1:50, foi montado no interior de um canal com 31 m de comprimento, 1,2 m de largura e 1,2 m de profundidade, alimentado por duas tubulações de DN 400 mm e com uma vazão máxima da ordem de $0,66 \text{ m}^3/\text{s}$. O modelo instalado neste canal foi confeccionado em argamassa de cimento e areia (perfil vertente e pilar direito) e acrílico (comportas e pilar esquerdo), contemplando um vão completo, dois pilares e dois vãos parcialmente reproduzidos. Os vãos parcialmente reproduzidos possuem a largura de 75% do vão completo. A Figura 3.4 apresenta o modelo parcial do vertedouro e bacia de dissipação. A Figura 3.5 apresenta uma vista geral do canal de ensaios. Já a Figura 3.6 apresenta o layout do canal em planta e em vista lateral.



Figura 3.4 – Modelo reduzido parcial do vertedouro da UHE Santo Antônio (escala 1:50).



Figura 3.5 – Vista geral do canal de ensaios do modelo reduzido parcial do vertedouro da UHE Santo Antônio (escala 1:50).

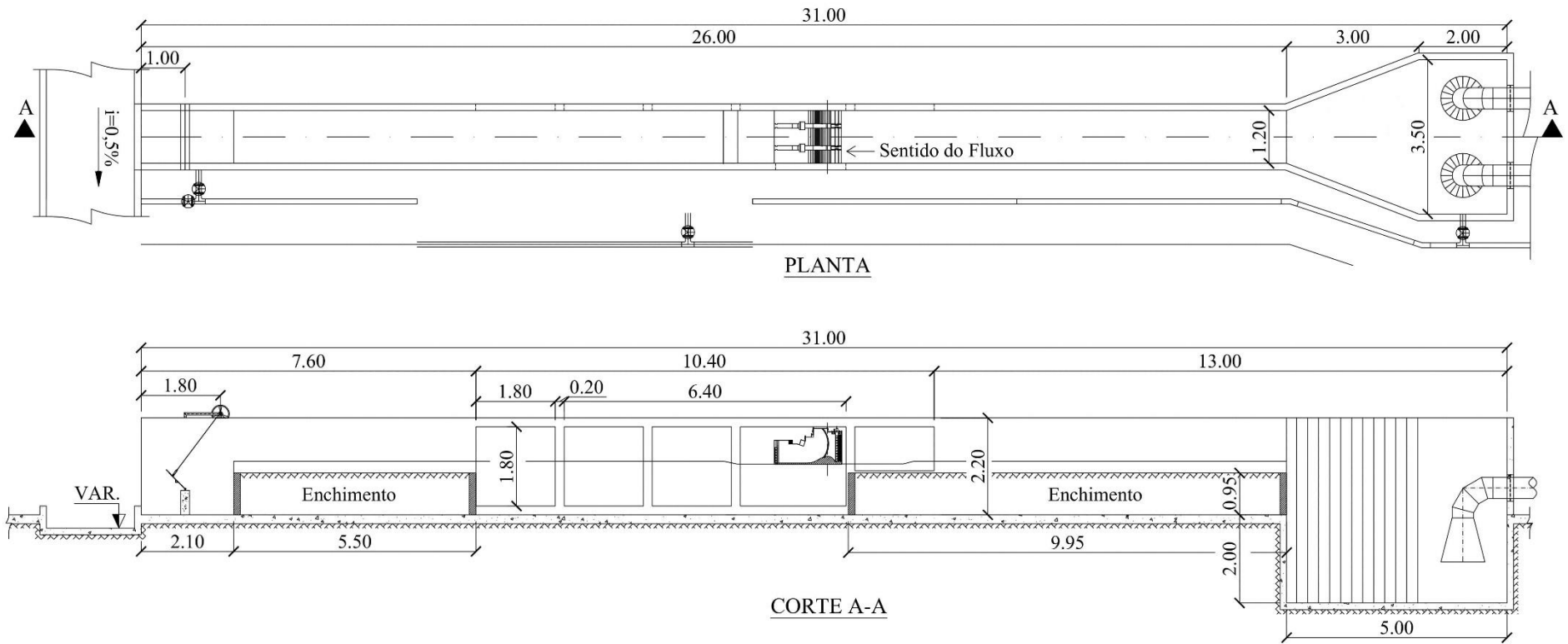


Figura 3.6 –Layout do canal de ensaios, modelo parcial (escala 1:50).

3.1.3 Sistema de reservação e alimentação dos modelos

O sistema de alimentação dos modelos consiste de um reservatório subterrâneo, casa de bombas e reservatório de nível constante (RNC). O reservatório de nível constante tem a função de manter as condições de carga piezométrica constante sobre as tubulações de alimentação dos modelos, permitindo que sejam realizadas manobras de mudança de vazão em um dos modelos reduzidos sem que haja interferência das condições de operação do outro.

A medição de vazão foi realizada através de medidores eletromagnéticos de vazão instalados nas tubulações de alimentação dos respectivos modelos. Os medidores de vazão possuem erro de 0,25% do fundo de escala.

O controle dos níveis de água de jusante nos modelos reduzidos foi realizado através da operação de comportas basculantes. Os níveis de água são medidos através de pontas linimétricas com precisão de 0,10 mm.

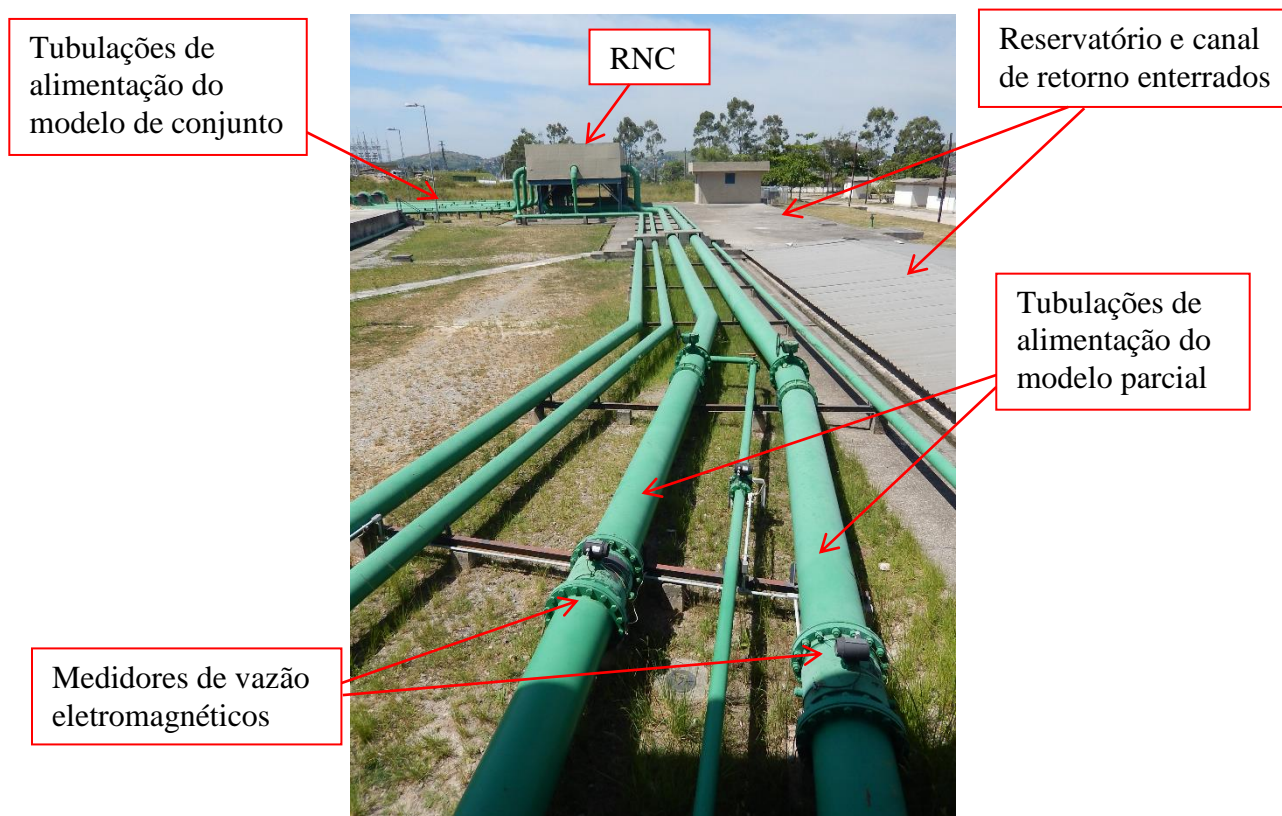


Figura 3.7 – Sistema de alimentação dos modelos reduzidos.

3.2 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Com o objetivo de analisar as características das ondas geradas por um ressalto hidráulico formado em uma bacia de dissipação de um vertedouro de baixa queda, propõe-se a realização

de uma série de ensaios com diferentes vazões efluentes e níveis de jusante. Os ensaios propostos são apresentados na Tabela 3.1. Estes ensaios foram realizados em duas etapas, a primeira no modelo parcial (escala 1:50) e a segunda no modelo de conjunto (escala 1:80). As condições de ensaios foram escolhidas de forma a permitir a formação de ressaltos hidráulicos nas condições de pré ressalto e ressalto oscilante. Nestes ensaios foram realizadas medições de flutuação de níveis de água e medições de velocidade média do escoamento.

Tabela 3.1 – Ensaios propostos para o modelo parcial e para o modelo de conjunto.

Ensaios	Q Prot. (m ³ /s)	q Prot. (m ³ /sm)	Q Mod. Parcial Esc. 1:50 (L/s)	Q Mod. Conjunto Esc. 1:80 (L/s)	G ₀ (m)	Froude	NA Jusante (m)	T _w (m)	h (m)	S _%
1	41901	139,7	395,0	732,0	11,0	2,0	59,24	21,24	17,24	1,0
2							61,36	23,36	19,36	1,1
3							63,49	25,49	21,49	1,2
4	31059	103,5	292,8	542,6	8,0	2,5	56,83	18,83	14,83	1,0
5							58,71	20,71	16,71	1,1
6							60,59	22,59	18,59	1,2
7	21425	71,4	202,0	374,3	5,0	3,2	53,96	15,96	11,96	1,0
8							55,56	17,56	13,56	1,1
9							57,16	19,16	15,16	1,2
10	11137	37,1	105,0	194,6	2,5	4,5	49,99	11,99	7,99	1,0
11							51,19	13,19	9,19	1,1
12							52,39	14,39	10,39	1,2

Observações: 1) Os valores apresentados estão em escala de protótipo, exceto as colunas respectivas às vazões de modelo; 2) G₀ = abertura da comporta medida entre o bordo inferior da comporta, perpendicularmente ao perfil do vertedouro; 3) T_w = profundidade do escoamento com relação à cota de fundo da bacia de dissipação, El 38,00 m; 4) h = profundidade com relação ao canal de restituição, El. 42,00 m; 5) S_% = submergência do ressalto hidráulico com relação ao nível fornecido pela curva-chave.

Os níveis de água de jusante impostos aos modelos, apresentados como S_% = 1,0, representam os níveis de água operacionais da UHE de Santo Antônio para as respectivas vazões, conforme curva-chave a jusante da barragem. Os níveis de água referentes à S_% = 1,10 e S_% = 1,20 consideram sobre-elevações de 10% e 20%, respectivamente, com relação ao nível operacional. As equações da curva-chave utilizada são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Curva-chave de jusante do Rio Madeira utilizada nos estudos em modelo.

Limite de aplicação	Equação
NA Jus < 49,25 m e Q < 9611 m ³ /s	NA Jus = 0,129793 Q ^{0,476349} + 38,995
49,25 < NA Jus < 58,25 m e 9611 < Q < 36538 m ³ /s	NA Jus = 0,135736 Q ^{0,471609} + 38,995
NA Jus > 58,25 m e Q > 36538 m ³ /s	NA Jus = 0,414050 Q ^{0,365457} + 38,995

Os ensaios foram realizados, iniciando com o ajuste da abertura da comporta, a imposição da vazão escolhida e ajuste do nível de jusante de acordo com a curva-chave. Para essa condição foi medida a lâmina de água correspondente à altura conjugada rápida do ressalto hidráulico (Y_1) e verificado o nível de montante. Após a realização das medições de flutuação de níveis, foram alteradas as condições referentes ao nível de jusante, aumentando a submergência e repetindo-se as medições de flutuação de níveis de água. A altura conjugada rápida foi medida apenas para condição referente ao menor nível de jusante, ou seja, o nível correspondente à curva-chave. Com o aumento da submergência, os ressaltos hidráulicos se deslocam para montante, alterando o valor de Y_1 , no entanto, decidiu-se considerar o valor medido inicialmente.

No modelo parcial do vertedouro foram realizadas medições das flutuações de níveis de água em 30 posições ao longo do canal de ensaios. Essas posições estão agrupadas de em 6 grupos de 5 sondas cada, visando unificar nomenclatura de identificação das posições de medição. Os grupos foram organizados utilizando o prefixo “E”, numerados de 1 a 6. As posições de medição, em cada grupo, são identificadas com o prefixo “P”, numeradas de 1 a 5. A Figura 3.8 apresenta estas posições de medição de níveis de água para o modelo parcial.

No modelo de conjunto foram realizadas medições de flutuações do nível de água em seis posições. As posições P1 a P4 estão alinhadas com eixo longitudinal do canal de restituição, a posição P5 no leito natural do rio Madeira e a posição P6 próximo à margem direita.

As posições P1, P2 e P3 estão dispostas em distâncias equivalentes às condições E2P2, E4P2 e E6P2 existentes no canal de ensaio. O ponto P4 está localizado a 9,6 m (768 m em escala de protótipo) a jusante do final do pilar do vertedouro. Os pontos P5 e P6 estão afastados de P4 respectivamente, 7,83 m e 12,42 m (626,73 m e 993,35 m em escala de protótipo).

A Figura 3.9 apresenta a localização dos pontos de medição de níveis de água no modelo de conjunto. A Tabela 3.3, apresenta as coordenadas destes pontos e as cotas de fundo do canal de restituição e do leito do rio.

Tabela 3.3 –Posições de medição de níveis de água no modelo de conjunto, coordenadas relacionadas ao protótipo.

Posição	Norte	Leste	Cota de fundo (m)
P1	9.027.590,89	395.495,78	42,00
P2	9.027.626,73	395.589,13	42,00
P3	9.027.662,56	395.682,49	42,00
P4	9.027.824,14	396.103,41	40,00
P5	9.027.462,24	396.615,09	30,00
P6	9.027.234,31	396.902,67	45,00

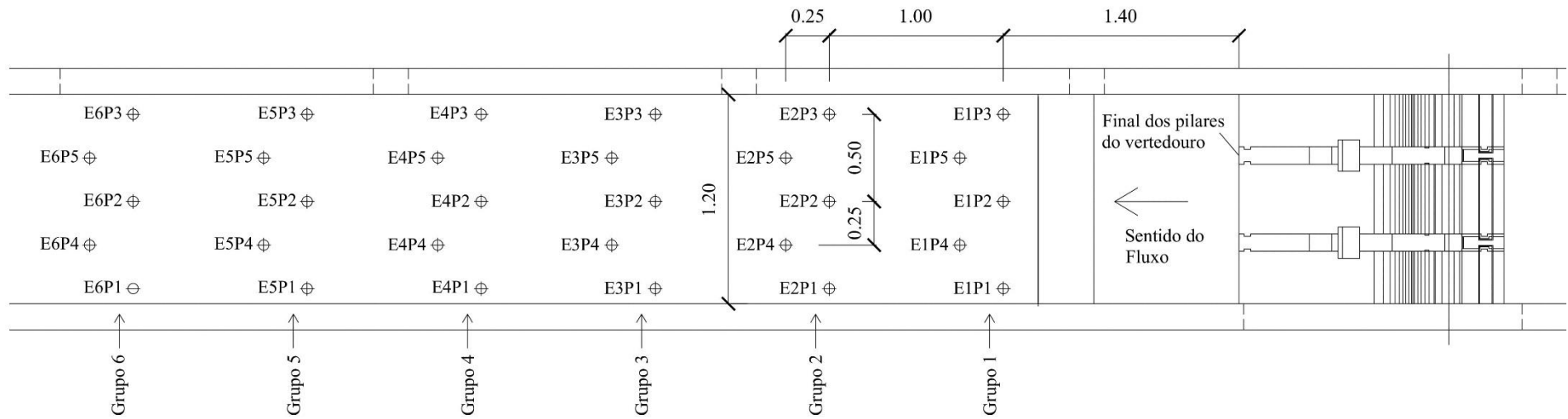


Figura 3.8 – Posições de medição de níveis de água, modelo parcial (escala 1:50).

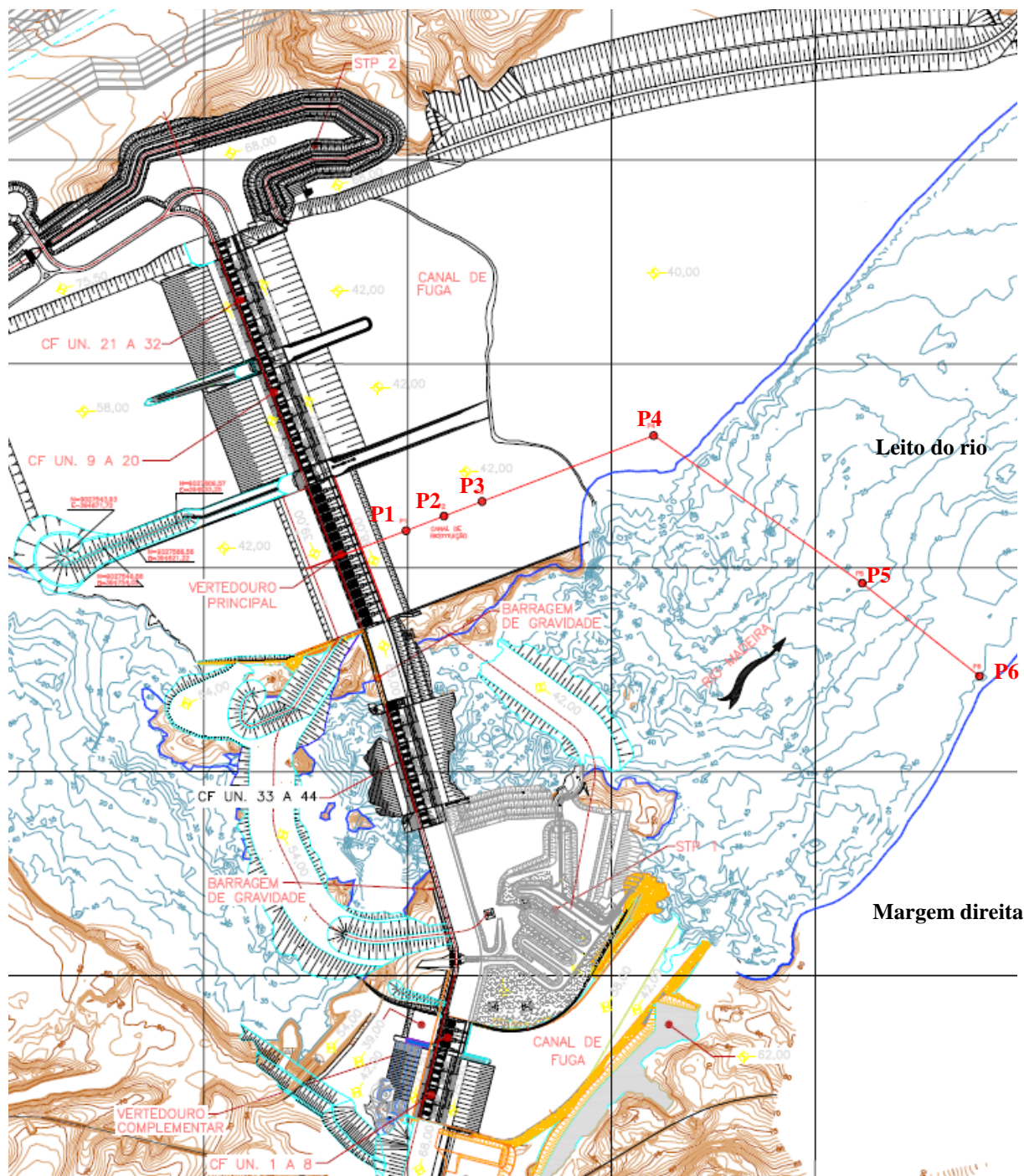


Figura 3.9 – Posições de medição de níveis de água, modelo de conjunto (escala 1:80).

Estas posições de medição foram escolhidas de forma a investigar as condições de propagação das ondas em direção a margem direita.

3.2.1 Medições de flutuação de níveis

Para as medições das flutuações de nível d'água, nas posições indicadas na Figura 3.8 e na Figura 3.9, foram usadas sondas capacitivo-condutivas DHI Wave Gauge Type 202 ligadas

a um módulo amplificador DHI Wave Amplifier Type 108. A seguir são apresentadas as informações com relação a resolução, sensibilidade e estabilidade das sondas utilizadas.

- Resolução: $< 1,0$ mm;
- Sensibilidade com relação a temperatura: $< 0,15\%$ do fundo de escala por $^{\circ}\text{C}$;
- Estabilidade temporal: $< 0,50\%$ do fundo de escala em 24 horas.

O módulo amplificador é ligado a um sistema de aquisição de dados Lynx modelo ADS 2000 que possui uma placa de aquisição de sinais AI2161 e esta por sua vez a um notebook. Foi utilizado o software Aqdados 7 para a aquisição e visualização dos sinais.

As medições foram realizadas com uma frequência de aquisição de 100 Hz por um período de 5 minutos. Os equipamentos de medição são apresentados na Figura 3.10, Figura 3.11 e Figura 3.12.

A Figura 3.13, Figura 3.14, Figura 3.15 e Figura 3.16 ilustram a instalação das sondas capacitivas no canal de ensaios do modelo parcial. A Figura 3.17 e a Figura 3.18 apresentam a instalação das sondas capacitivas no modelo de conjunto.



Figura 3.10 – Sonda capacitivo-condutiva DHI Wave Gauge Type 202.



Figura 3.11 – Módulo amplificador DHI Wave Amplifier Type 108.



Figura 3.12– Sistema de aquisição de dados ADS 2000 Lynx AI2161.

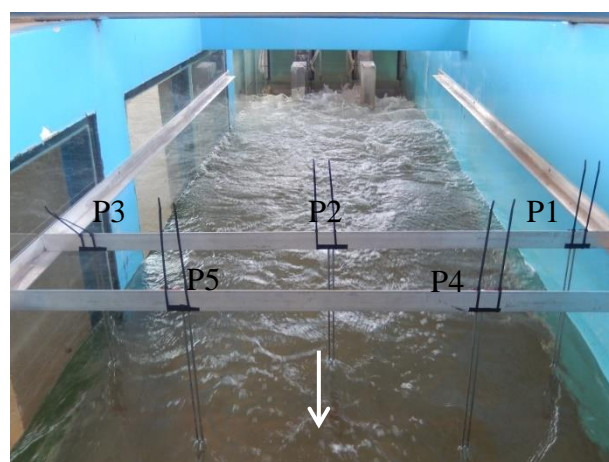
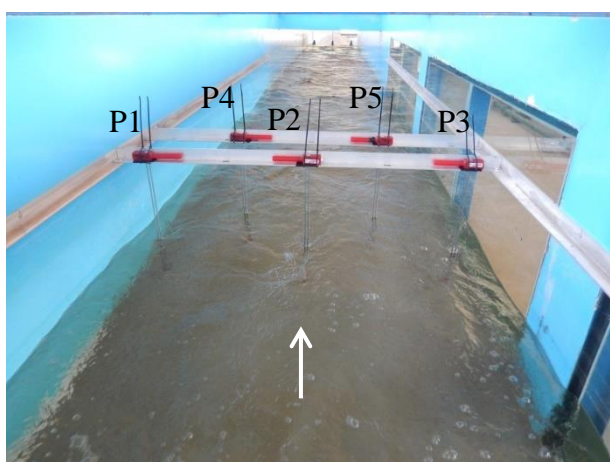


Figura 3.13 – Sondas capacitivas instaladas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50), pontos E3P1, E3P2, E3P3, E3P4 e E3P5, a) vista de jusante, b) vista de montante, condição de ensaio com $Fr=3,20$ e $S=1,0$.

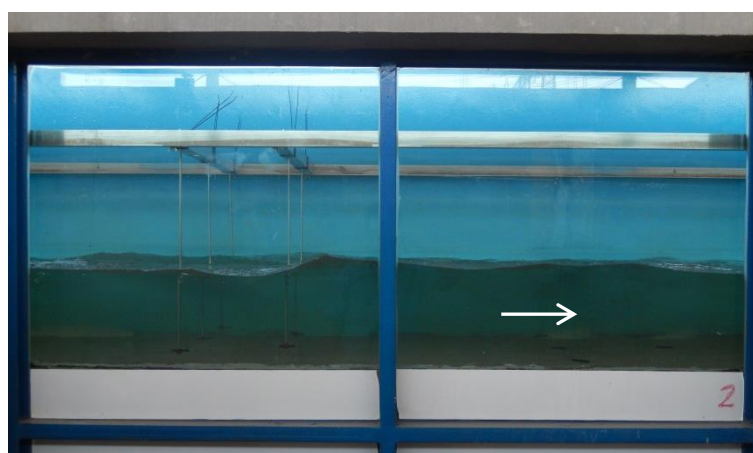


Figura 3.14 – Sondas capacitivas instaladas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50), pontos E3P1, E3P2, E3P3, E3P4 e E3P5, vista lateral, Ensaio 4, $Fr=3,20$, $S=1,0$.

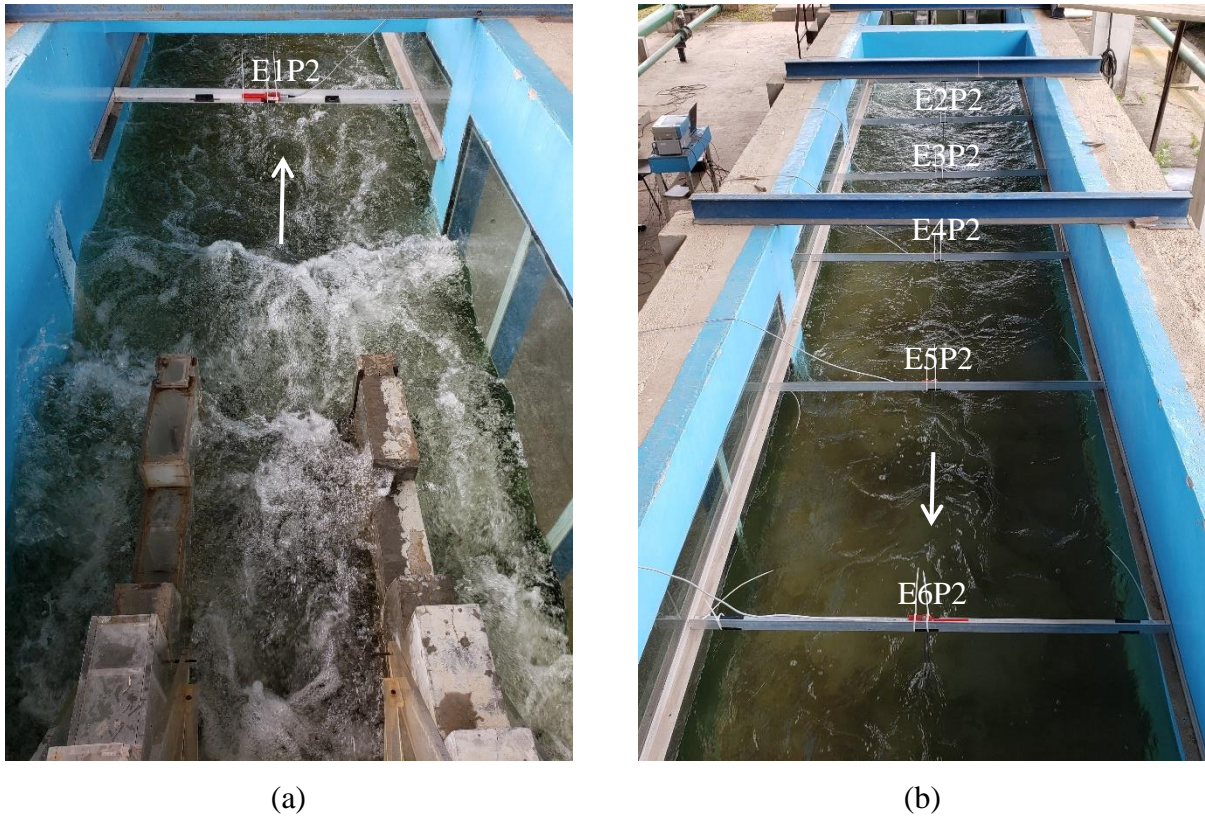


Figura 3.15 – Sondas capacitivas instaladas no eixo do canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50); a) vista da primeira sonda a partir de montante no ensaio com número de Froude = 2,0 e $S = 1,10$; b) vista geral das sondas a partir de jusante.



Figura 3.16 – Detalhe da instalação das sondas capacitivas no canal de ensaios do modelo parcial (escala 1:50) e detalhe de fixação junto ao fundo do canal.

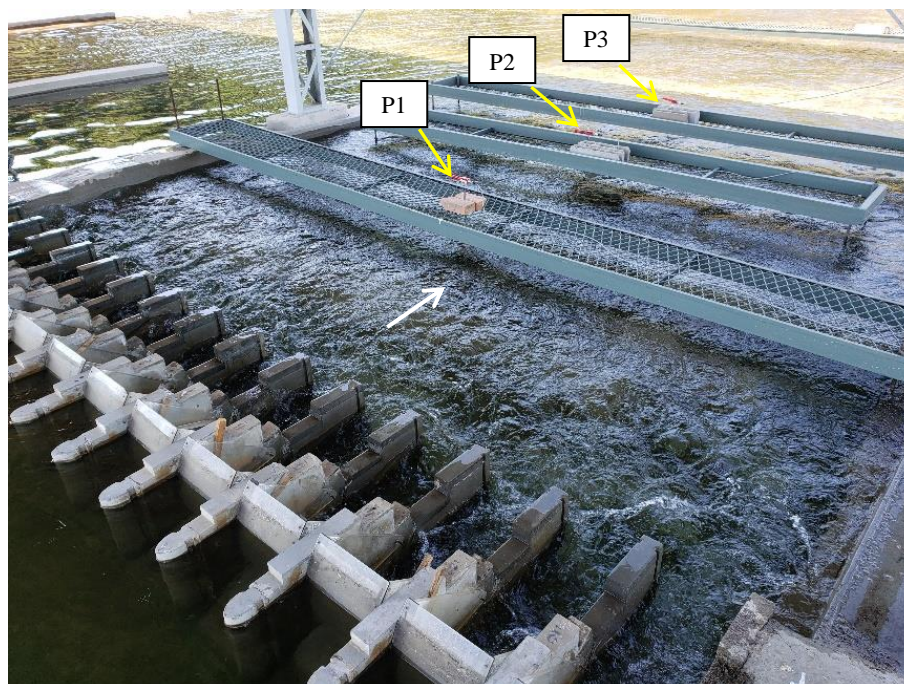


Figura 3.17 – Sondas capacitivas no canal de restituição do vertedouro no modelo de conjunto (escala 1:80), posições P1, P2 e P3, $Fr = 2,5$, $S=1,0$.

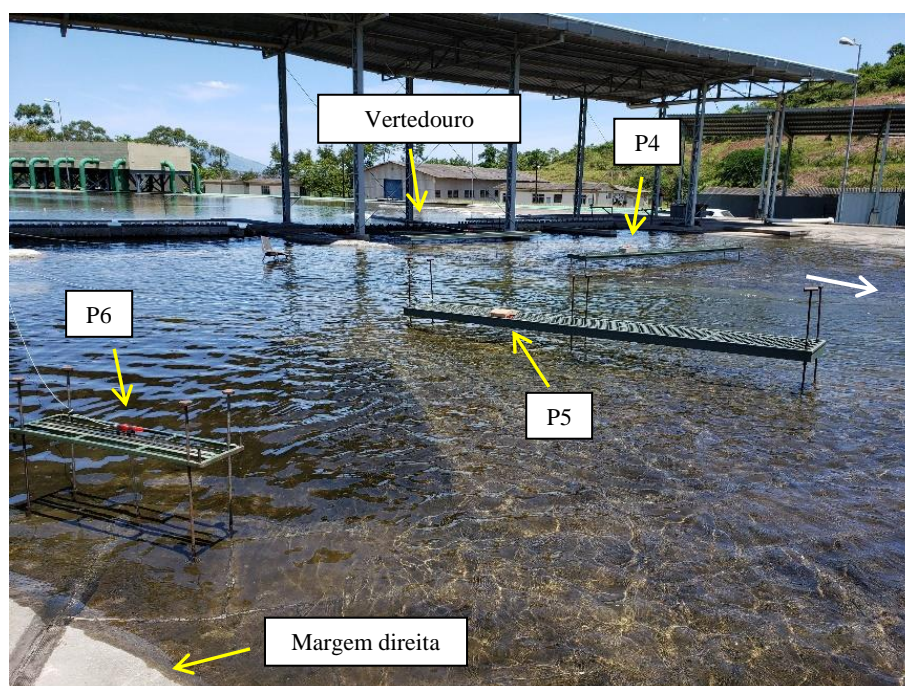


Figura 3.18 – Sondas capacitivas no modelo de conjunto (escala 1:80), posições P4, P5 e P6, $Fr = 2,5$, $S=1,0$.

3.2.2 Medições de velocidade

Foram realizadas medições para a determinação do perfil de velocidades e posteriormente para o cálculo do comprimento (L) e celeridade da onda (C). As medições de velocidade foram

realizadas apenas nos ensaios com nível de jusante correspondente ao da curva-chave realizados no modelo parcial. As medições foram realizadas em uma posição intermediária entre as posições de medição de flutuação de níveis E4P2 e E5P2. Para a determinação do perfil foram medidas as velocidades médias em diversas posições ao longo da profundidade, com distâncias que variaram entre 2 a 3 cm.

Para estas medições utilizou-se um micromolinete Wallinford-Nixon, modelo Streamflo 430, com faixa de medição entre 5 e 150 cm/s (Figura 3.19). A precisão da medição de velocidade para este equipamento é de $\pm 2\%$.



Figura 3.19 – Micromolinete Wallinford-Nixon Streamflo 430.

3.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS

3.3.1 Métodos de análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período.

Os dados de medição de flutuação de níveis de água obtidos nos modelos reduzidos serão avaliados segundo uma análise de curto período. Os registros das sondas capacitivas serão analisados no domínio do tempo e no domínio da frequência para a determinação dos parâmetros de altura e períodos de onda. Foram escolhidos para esta avaliação parâmetros de ondas comparáveis entre duas formas de análise, tal como proposto por Endres e Capitão (2010). Estes parâmetros são apresentados na Tabela 3.4.

As metodologias de análise do domínio do tempo e do domínio da frequência serão avaliadas, levando em consideração as suas particularidades, com o objetivo de identificar as vantagens e desvantagens do emprego de cada método e, através de uma análise crítica, propor recomendações para a condição de ressalto hidráulico com baixo número de Froude.

Tabela 3.4 – Parâmetros das ondas comparáveis entre a análise do registro de ondas no domínio do tempo e no domínio da frequência.

Parâmetros das ondas	Análise domínio do tempo	Análise domínio da frequência
Altura Significativa	$H_S = \bar{H}_{1/3}$	H_{m0}
Período Médio	\bar{T}	T_{02}
Período Significativo/Pico	$T_S = \bar{T}_{1/3}$	T_p

3.3.1.1 Análise no domínio do tempo para o registro de ondas

Para a realização da análise do registro de ondas no domínio do tempo será utilizado o software desenvolvido pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), de Portugal, denominado SAM (Simulação da Agitação Marítima) que é integrado ao Labview da National Instruments, conforme apresentado por Endres e Capitão (2010).

O método de análise no domínio do tempo é sensível à definição do critério de contagem de ondas e os resultados podem divergir significativamente em função dos critérios adotados.

A contagem de ondas através da aplicação SAM, mais especificamente no módulo de análise MOD 6, consiste em identificar as passagens consecutivas do nível de água pelo nível médio no sentido escolhido, ascendente ou descendente. Desta forma, torna-se necessário determinar um número mínimo de pontos acima e abaixo do nível médio, necessários para caracterizar uma onda, com objetivo de eliminar da contagem das ondas as pequenas oscilações da superfície livre. A Figura 3.20 apresenta uma imagem da interface da aplicação SAM–MOD 6.

Desconsiderar essa avaliação pode levar a contabilizar como ondas as pequenas perturbações dos níveis de água, fazendo com que os valores da altura e período significativos sejam erroneamente definidos. Não existem recomendações com relação à definição de um critério de contagem de ondas formadas a jusante de um ressalto hidráulico.

Dentro da análise no domínio do tempo, será avaliado um critério de contagem de ondas que melhor se adapte às características das ondas geradas por um ressalto hidráulico com baixo número de Froude de forma que a determinação dos parâmetros se torne mais confiável. Esta avaliação consiste em analisar os efeitos da alteração do número mínimo de pontos, acima e abaixo do valor médio, necessários para caracterizar uma oscilação como uma onda propriamente dita e verificar seu efeito sobre os resultados dos parâmetros de altura e período.

A Figura 3.21 exemplifica os possíveis efeitos dos critérios de contagem sobre os parâmetros de altura e período das ondas.

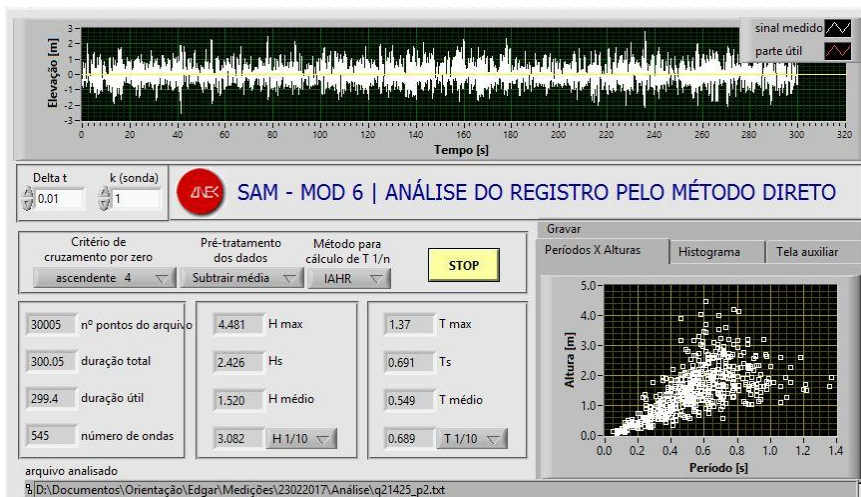


Figura 3.20 – Aplicação SAM-MOD 6.

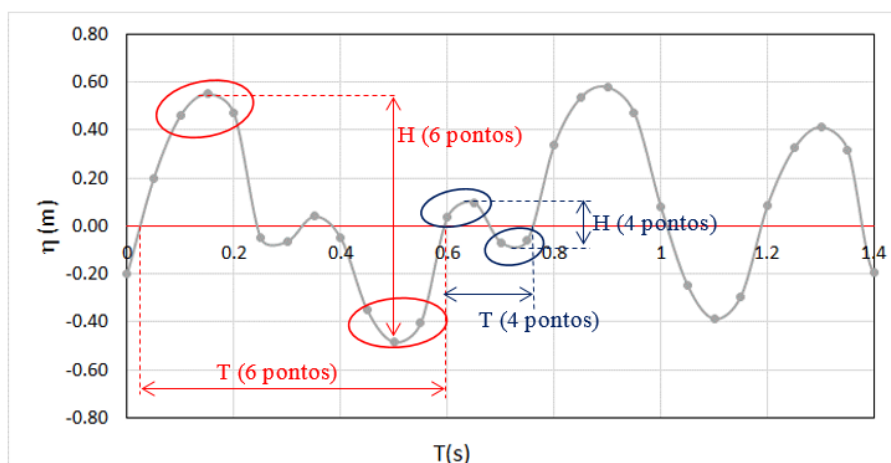


Figura 3.21 – Análise no domínio do tempo, contagem de ondas considerando 4 pontos (azul) e 6 pontos (vermelho).

3.3.1.2 Análise no domínio da frequência para o registro de ondas

A análise no domínio da frequência consiste em determinar os parâmetros característicos das ondas a partir da análise espectral das flutuações de nível de água. Neste estudo, os espectros de frequência das oscilações de nível de água serão determinados através de transformada rápida de Fourier (FFT), utilizando uma rotina em Matlab.

Definiu-se para a determinação dos espectros de frequência uma largura da banda (β_w) com o valor de 0,1951 Hz. Para essa condição, o erro padrão da estimativa das ordenadas espectrais (ϵ_r) resultou 13,06%, avaliado segundo a expressão a seguir (Bendat e Piersol 2000), considerando o tempo de aquisição (t) das amostras de flutuações de níveis de água igual a 300 segundos.

$$\varepsilon_r = \sqrt{\frac{1}{\beta_{wt}}}$$

3.1

Para cada um dos registros obtidos serão determinados, a partir da função densidade espectral, os parâmetros de altura da onda ($H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$), período de pico (T_p) e período médio (T_{02}). Onde m_0 é a área abaixo do espectro de densidade de energia. A Figura 3.22 apresenta a determinação de H_{m0} e T_p em função do espectro de densidade de energia. Avaliação da estacionariedade de frequências da amostra será realizada a partir da determinação de espectrogramas (Figura 3.23).

Caso necessário, filtros do tipo passa-baixa podem ser implementados em situações onde se verifique a existência de efeitos de altas frequências sobre os parâmetros das ondas. Os filtros serão desenvolvidos a partir da Signal Processing Toolbox do Matlab com o uso da função Butterworth.

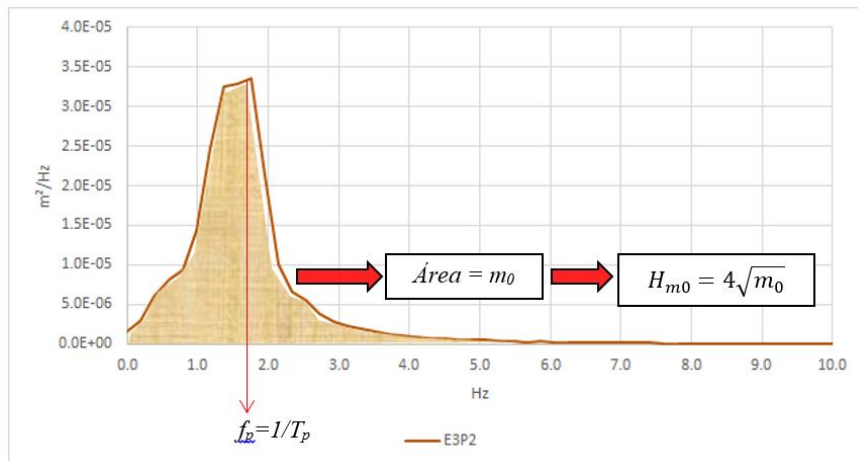


Figura 3.22 – Parâmetros H_{m0} e T_p definidos a partir do espectro.

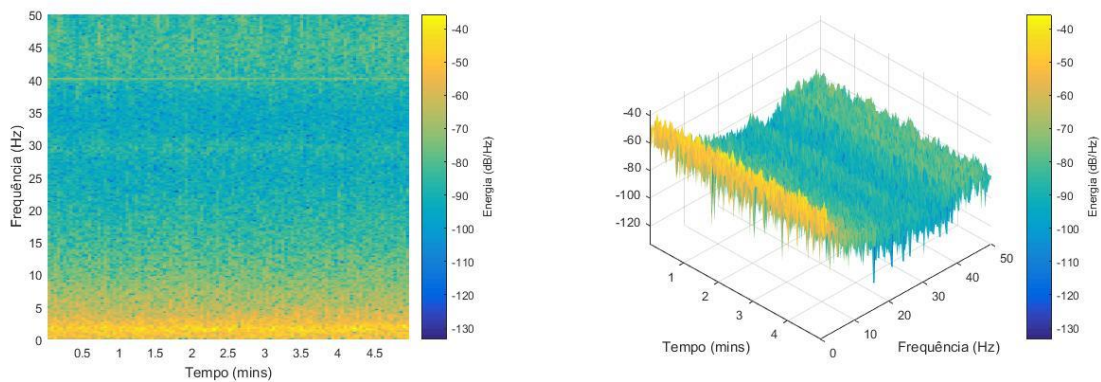


Figura 3.23 – Exemplo de espectrograma de um registro de onda, (a) vista, (b) perspectiva.

3.3.2 Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas aos dados desta pesquisa

A avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas aos dados dessa pesquisa será realizada utilizando-se o gráfico proposto por de Le Méhauté (1976). Para tanto, os parâmetros de altura (H) e período (T) determinados através da análise no domínio do tempo e no domínio da frequência devem ser adimensionalizados segundo as expressões a seguir:

$$H/gT^2 \quad 3.2$$

$$h/gT^2 \quad 3.3$$

Sendo “g” a aceleração da gravidade e “h” a profundidade do escoamento.

As avaliações com o objetivo de classificar a condição em que as ondas se propagam nas situações estudadas consideram as condições de: águas rasas ($h/L < 0,05$), águas intermediárias ($0,05 \leq h/L \leq 0,50$) e águas profundas ($h/L > 0,50$).

Para realizar essa avaliação serão determinados a celeridade (C) e o comprimento (L) das ondas. Essa determinação será realizada através de dois métodos:

- a. Utilização da equação de dispersão considerando o efeito Doppler devido à corrente;
- b. Estimativa do tempo de propagação das ondas entre duas posições de medição, realizado através da correlação cruzada entre os sinais de flutuação de níveis.

Essas avaliações serão realizadas apenas para os ensaios realizados no modelo parcial na condição de ressalto hidráulico com $S_{\%} = 1,0$.

3.3.3 Comparação entre os resultados dos modelos parcial e de conjunto

Os parâmetros de altura e período de ondas determinados nos diferentes ensaios realizados nos modelos parciais e de conjunto serão comparados com o objetivo de avaliar a existência de efeitos de escala, de modelo e devido à metodologia de medição das flutuações de nível de água.

Os dados dos dois modelos serão analisados em escala de protótipo, considerando a similaridade devido ao número de Froude.

3.3.4 Relação entre os parâmetros de altura e período das ondas e os parâmetros usuais na hidráulica fluvial

O ressalto hidráulico é um fenômeno bastante estudado dentro da hidráulica fluvial, suas características macroscópicas foram muito bem definidas por diversos autores, os quais fornecem dados para o dimensionamento das bacias de dissipação e canais de restituição.

O dimensionamento de proteções de margens contra o ataque de ondas é definido em função da energia que atinge a superfície a ser protegida, essa energia é normalmente representada por um determinado valor de altura de onda associado a um valor de período. Essas características guardam relação com a fonte geradora das ondas, seja ela o tráfego de embarcações ou a ação do vento.

O ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de uma barragem de baixa queda e grande vazão específica, como fonte geradora de perturbações de superfície livre, distingue-se da ação do vento sobre a superfície do oceano.

O objetivo desta etapa é identificar relações adimensionais entre os parâmetros de altura e período de ondas e os parâmetros usuais da hidráulica fluvial, de forma que possam ser usadas para a previsão das características das ondas geradas a partir de ressaltos hidráulicos de baixo número de Froude. A identificação desses adimensionais visa auxiliar o dimensionamento de proteção de margens contra a ação de ondas.

Para o desenvolvimento desta etapa será necessário determinar as alturas conjugadas e as posições de início do ressalto com relação à estrutura do vertedouro. A partir dessas informações será realizada uma análise dimensional visando obter relações adimensionais entre os parâmetros de altura e de período das ondas e as grandezas características do ressalto hidráulico. Estes adimensionais serão avaliados em função do número de Froude (Fr_1) e da distância com relação ao início do ressalto hidráulico. Sempre que possível serão propostas expressões de ajuste para as relações avaliadas.

Nesta etapa também serão realizadas comparações dos resultados desta pesquisa com dados de outros autores, notadamente: Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978), Mok (2004) e Gomes (2018).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos das avaliações dos estudos experimentais realizados no modelo parcial do vertedouro (escala 1:50) e no modelo conjunto da UHE de Santo Antônio (escala 1:80) visando:

- Validar um método de análise de dados de ondas geradas a jusante de estruturas de vertimento e de dissipação, notadamente de um vertedouro de uma barragem de baixa queda e grande vazão específica, fazendo uso de técnicas utilizadas pela hidráulica marítima;
- Contribuir para o entendimento dos padrões das ondas formadas pela operação dessas estruturas visando fornecer informações que possam ser utilizadas em obras de proteção de margens.

Este capítulo está dividido em quatro partes, contemplando as etapas apresentadas na Metodologia de Análise dos Dados Experimentais.

O item 4.1 (Análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período) abordará os resultados obtidos através das duas metodologias de análise do registro de ondas, buscando avaliar suas particularidades e como estas influenciam os parâmetros calculados. Serão avaliadas a necessidade e os efeitos da aplicação de filtros sobre os resultados obtidos da análise no domínio da frequência e, a variabilidade dos resultados devido a alteração do critério de contagem de ondas para as análises no domínio do tempo. Nessas avaliações, os dados dos modelos parciais e de conjunto serão apresentados separadamente.

No item 4.2 (Avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas descritivas de ondas), após a definição dos parâmetros característicos de altura e período das ondas, no item anterior, serão calculados os parâmetros de celeridade e comprimento das ondas e avaliada a aplicabilidade das teorias clássicas de ondas aos dados dessa pesquisa.

No item 4.3 (Comparação entre os resultados dos modelos parciais e de conjunto), serão apresentadas avaliações com relação aos resultados dos dois modelos e comentadas as possíveis diferenças observadas devido a efeitos de escala, de modelo ou relacionados às medições.

Finalmente, no item 4.4 (Relação entre os parâmetros de altura e de período das ondas e os parâmetros da hidráulica fluvial) serão avaliadas as relações adimensionais entre os parâmetros característicos das ondas e das grandezas referentes ao ressalto hidráulico, visando contribuir para a descrição dos padrões de ondas formadas a jusante de um vertedouro de baixa

queda e grande vazão específica. Ao final deste item será realizado um estudo de caso de dimensionamento de uma estrutura de proteção de margens com enrocamentos.

4.1 ANÁLISE DO REGISTRO DE ONDAS E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ALTURA E PERÍODO

A análise de registros de ondas segue duas abordagens: análise no domínio da frequência e análise no domínio do tempo. O objetivo desses métodos é fornecer os parâmetros de altura e período de onda empregados na solução de problemas de engenharia costeira e também fluvial.

Os critérios mais utilizados em hidráulica marítima para a caracterização de ondas e posteriormente utilizados a nível de projeto estão relacionados, principalmente, as alturas (H_s e H_{m0}) e períodos (T_s e T_p) significativos.

As análises apresentadas nos itens a seguir foram realizadas para as medições efetuadas nas posições ao longo do eixo do canal de ensaios do modelo parcial, posições P2, e para todas as medições realizadas no modelo de conjunto. No Apêndice A é apresentada uma Avaliação da variabilidade espacial dos resultados obtidos no modelo parcial.

4.1.1 Análise no domínio da frequência - análise espectral

A análise no domínio da frequência pressupõe o registro de onda sendo estacionário e ergódico. A estacionariedade dos registros obtidos nos ensaios realizados nos dois modelos foi avaliada a partir da terminação dos respectivos espectrogramas.

Na análise no domínio da frequência os parâmetros de altura e de período foram determinados a partir da densidade da variância (densidade de energia) que representa a distribuição de energia em função da frequência, calculadas através da transformada rápida de Fourier (FFT). Os parâmetros característicos de altura e período de onda determinados foram: H_{m0} , T_{01} e T_{02} . Além destes, foi determinado o parâmetro m_0 , que representa a variância total existente no sinal adquirido, representada na forma da área integral da curva espectral.

Os dados provenientes do modelo parcial e do modelo de conjunto serão analisados separadamente.

4.1.1.1 Modelo parcial do vertedouro - escala 1:50

A estacionariedade dos registros das flutuações de níveis de água medidas nos ensaios realizados no modelo parcial foi avaliada a partir da determinação de espectrogramas. A Figura

4.1 apresenta um exemplo dos espectrogramas obtidos. No Apêndice B são apresentados os resultados para outras posições e situações de ensaio.

Através da avaliação dos espectrogramas das oscilações de níveis de água foi possível verificar que, para uma mesmo valor de frequência, a intensidade dos sinais não varia ao longo do tempo, confirmando o caráter estacionário das séries.

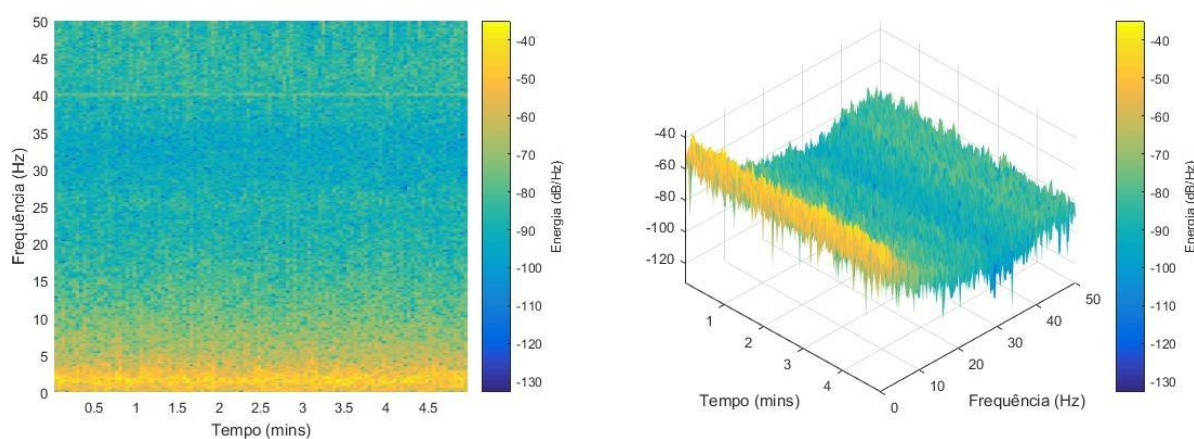


Figura 4.1 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição E4P2 para o ensaio com $Fr = 2,5$ e $S_{\%} = 1,0$.

A Figura 4.2 apresenta o espectro de frequências determinado para todas as posições de medição de níveis de água ao longo do eixo do canal (modelo parcial) para o ensaio com número de Froude (Fr_1) igual a 3,2 e submergência $S_{\%} = 1,1$. Os espectros verificados para todos os ensaios se apresentam semelhantes a este, com as maiores ordenadas na região de frequências inferiores a 5Hz.

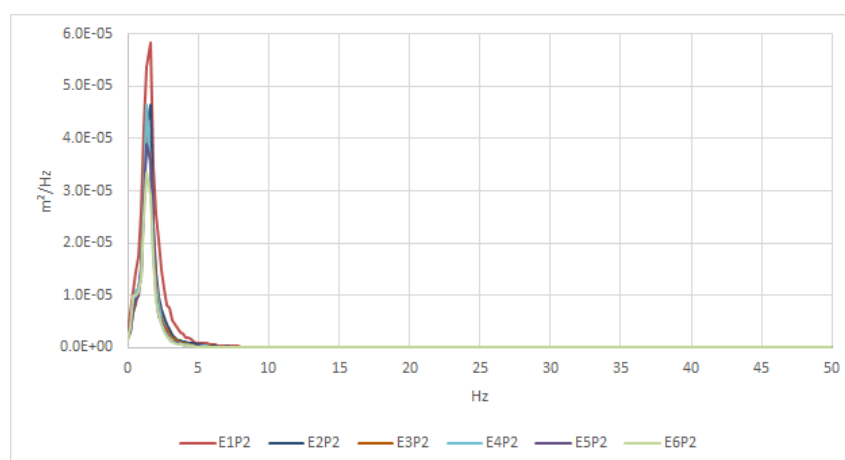


Figura 4.2 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em diferentes posições do ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 3,2$ e $S_{\%} = 1,1$, visualização completa.

A Figura 4.3 e a Figura 4.4 apresentam os espectros de frequências determinados para os ensaios com números de Froude $Fr_1 = 2,0$ e $3,2$ e submergência $S\% = 1,1$. Nestas figuras, o eixo das abcissas é representado apenas até a frequência de 10Hz, visando facilitar a identificação das frequências associadas aos maiores valores da ordenada espectral.

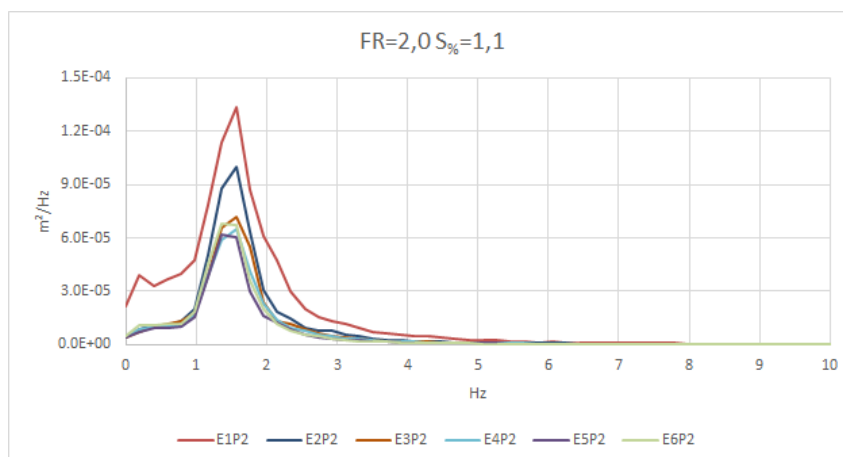


Figura 4.3 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,1$.

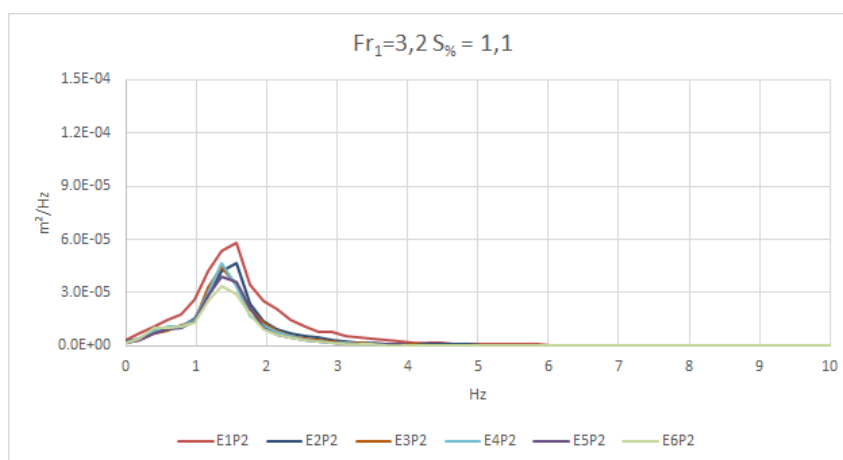


Figura 4.4 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo parcial para $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,1$.

Os espectros determinados para as demais condições de ensaio possuem distribuições semelhantes às verificadas na Figura 4.3 e na Figura 4.4, sendo apresentados no Apêndice C.

Através dos gráficos apresentados na Figura 4.3, na Figura 4.4 e no Apêndice C, verifica-se que a máxima energia associada às flutuações de nível de água está compreendida, para todos os ensaios realizados, na faixa situada entre 1 e 2 Hz. Também se verificou que a energia associada às flutuações de nível de água aumenta em função do aumento da vazão e conseqüente diminuição do número de Froude. Os resultados indicam que existe uma tendência de

concentração de energia associada às flutuações de nível de água, em torno de um valor de frequência dominante, à medida que se aumenta o nível de submergência do ressalto hidráulico. Os espectros para as submergências maiores ($S_{\%} = 1,20$) apresentam picos mais pronunciados, onde é mais nítida a identificação da frequência dominante, enquanto os ensaios com submergência iguais a $S_{\%} = 1,00$ apresentam picos mais achatados, dificultando essa identificação. Para a posição de medição mais próxima ao final do ressalto hidráulico (E1P2), verifica-se um aumento da energia associado à flutuação de níveis de água em função do aumento da submergência.

No entanto, esse comportamento não pode ser verificado para os ensaios com número de Froude igual a 4,5 devido ao menor comprimento do ressalto hidráulico e, conseqüentemente uma maior distância da posição de medição com relação ao final do ressalto. Para as demais posições de medição, os valores de energia associadas às flutuações de nível de água tendem a não apresentar grande variação à medida que se alteram os valores de submergência ou as posições de medição.

Para os ensaios realizados com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5 verificou-se a existência de energia em valores de frequência a partir de 25 Hz. Para visualizar melhor a existência desses valores, os espectros de frequência são rerepresentados em escala logarítmica. A Figura 4.5 e a Figura 4.6 apresentam dois exemplos.

A título de comparação, a Figura 4.7 e a Figura 4.8 apresentam os espectros de energia para os ensaios com números de Froude iguais a 3,2 e 4,5 e com submergência $S_{\%} = 1,0$.

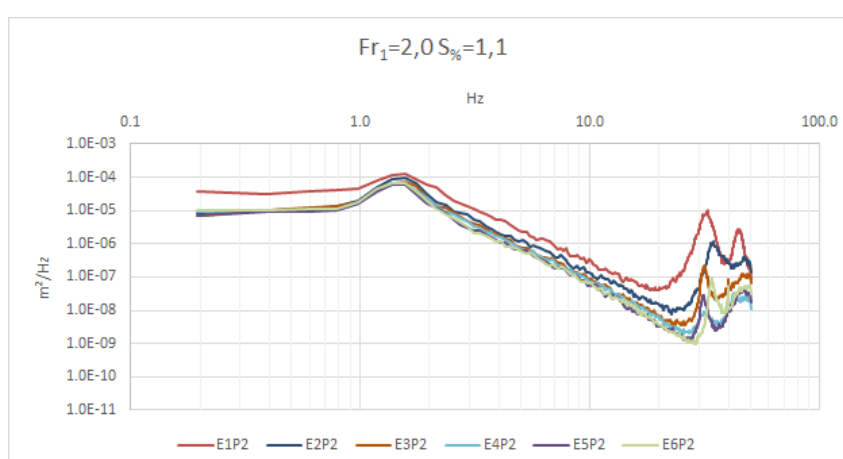


Figura 4.5 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%} = 1,1$.

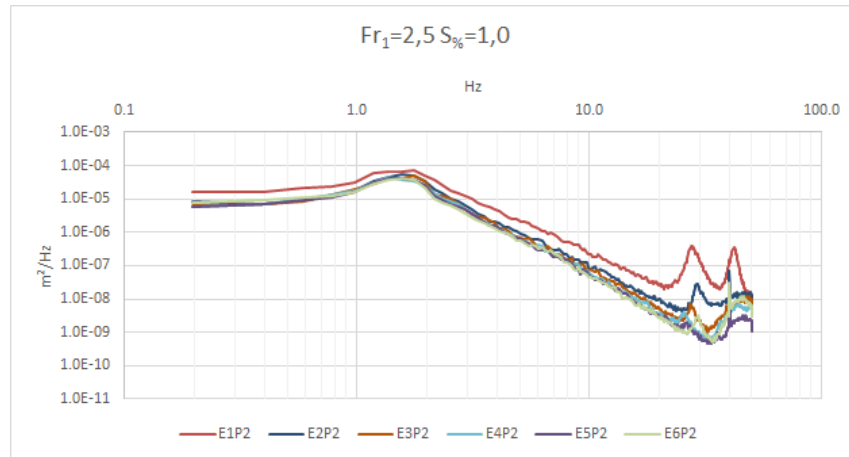


Figura 4.6 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S_{\%} = 1,0$.

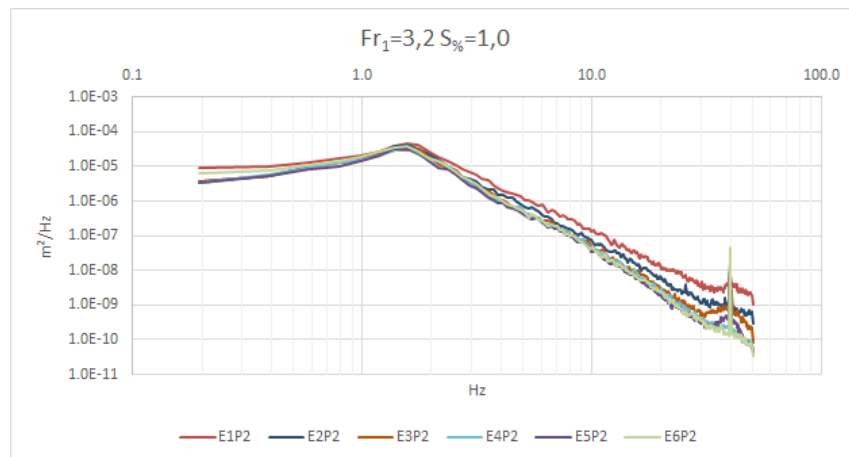


Figura 4.7 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S_{\%} = 1,0$.

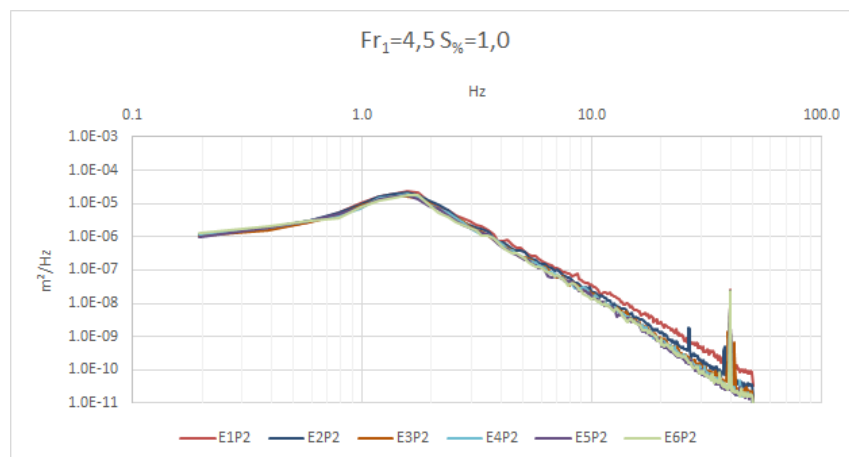


Figura 4.8 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica, ensaio no modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S_{\%} = 1,0$.

Nestas figuras nota-se que as componentes de energia em frequências a partir de 25Hz não apresentam o mesmo comportamento, tampouco valores com a mesma ordem de grandeza dos verificados nos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5. Identifica-se apenas uma componente mais significativa no valor de frequência 40 Hz, resultado do dobramento (*aliasing*) da frequência da rede elétrica (60 Hz) durante a aplicação da transformada de Fourier.

As componentes de energia associadas às frequências mais altas, visíveis nos espectros em escala logarítmica para os ensaios com número de Froude iguais a 2,0 e 2,5, podem ser devidas a interferências alheias ao principal fenômeno físico investigado, tais como a interação da sonda de medição de níveis de água (equipamento intrusivo) em um escoamento com velocidades significativas (superiores a 0,70 m/s), gerando vibração e a formação de perturbações superficiais e subsuperficiais (Figura 4.9). Vale destacar que as sondas de medição de níveis, do tipo empregado neste trabalho, são equipamentos idealizados para a medição de oscilações da superfície livre em condições que inexistam correntes significativas.

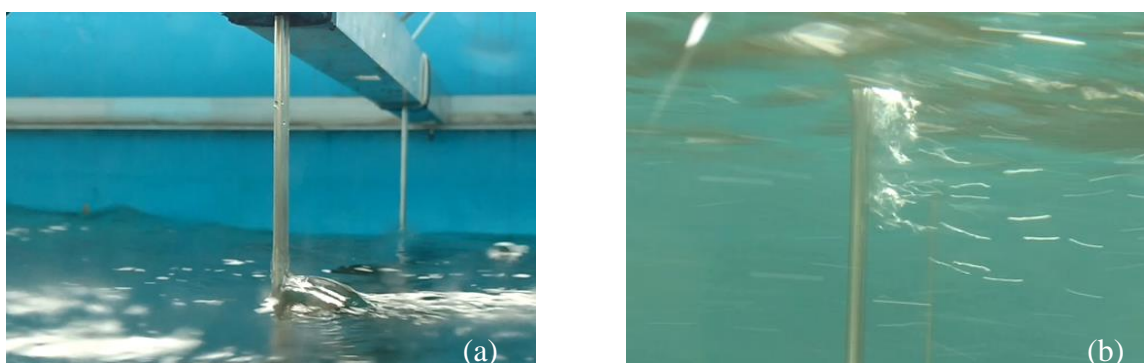


Figura 4.9 – Perturbação superficial (a) e subsuperficial (b) devido à velocidade do escoamento no ensaio com $Fr_1 = 2,0$.

A Figura 4.10 apresenta a variação da energia associada às oscilações da superfície livre (m_0), correspondente a área sob o espectro de frequências, em função da energia específica remanescente no final ressalto hidráulico (E_2) para diferentes valores de submergência (S). Para a elaboração da Figura 4.10 escolheram-se as medições realizadas nas sondas mais próximas ao final ressalto hidráulico, correspondendo à posição E1P2.

A energia específica existente ao final do ressalto hidráulico (ou posterior ao ressalto hidráulico) é apresentada conforme a Figura 2.11.

Analisando a Figura 4.10 verifica-se que existe uma relação de proporcionalidade entre a energia presente nas flutuações de nível (m_0) e a energia remanescente a jusante do ressalto hidráulico.

Quando se efetua o mesmo tipo de avaliação em função do número de Froude, verifica-se que energia presente nas flutuações de nível (m_0) é inversamente proporcional ao número de Froude do ressalto hidráulico, conforme a Figura 4.11. A avaliação dos parâmetros de onda com relação ao número de Froude e outras grandezas usuais na investigação em hidráulica fluvial serão realizadas mais adiante em um capítulo específico.

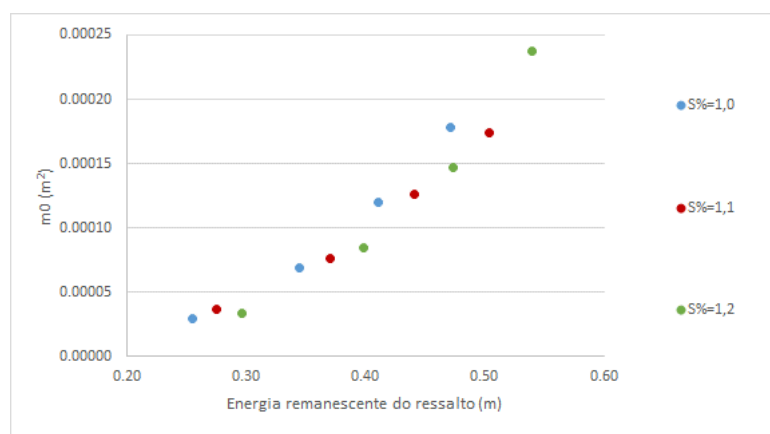


Figura 4.10 – Relação entre a energia associada à oscilação da superfície livre e a energia específica disponível no final do ressalto hidráulico.

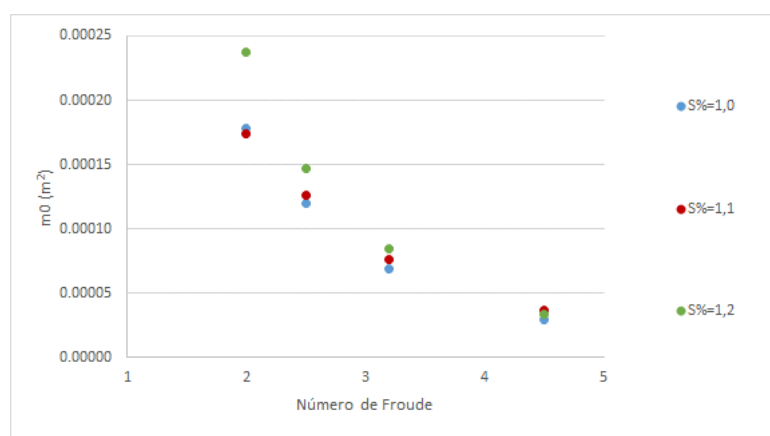


Figura 4.11 – Energia associada à oscilação da superfície livre em função do número de Froude.

Através da análise espectral foram determinados os parâmetros de altura e período de ondas H_{m0} , T_p e T_{02} , cujos resultados são apresentados nas Tabelas 4.1 a 4.4 e Figuras 4.12 a 4.14.

Todas as medições das flutuações de nível de água foram realizadas a jusante do ressalto hidráulico. Nesta etapa considerou-se o início da bacia de dissipação como referência para as distâncias horizontais (X). Considerou-se o comprimento do ressalto hidráulico, na forma adimensional, conforme proposto por Teixeira (2003), $X/(Y_2 - Y_1) = 8,0$.

Tabela 4.1 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,0$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	9,9	0,059	0,569	0,069	0,060	0,640	0,061	0,072	0,731	0,059
E2P2	14,6	0,041	0,640	0,103	0,041	0,640	0,093	0,042	0,731	0,093
E3P2	19,2	0,038	0,569	0,150	0,035	0,640	0,167	0,033	0,731	0,157
E4P2	23,9	0,036	0,640	0,267	0,033	0,640	0,286	0,031	0,731	0,182
E5P2	28,6	0,034	0,640	0,245	0,031	0,731	0,257	0,029	0,731	0,143
E6P2	33,3	0,036	0,640	0,297	0,033	0,731	0,230	0,032	0,731	0,123

Tabela 4.2 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	9,1	0,044	0,569	0,173	0,046	0,640	0,148	0,049	0,731	0,161
E2P2	13,4	0,034	0,640	0,298	0,033	0,640	0,285	0,035	0,731	0,320
E3P2	17,7	0,032	0,569	0,348	0,031	0,640	0,340	0,030	0,731	0,272
E4P2	22,1	0,031	0,731	0,379	0,029	0,731	0,371	0,029	0,731	0,371
E5P2	26,4	0,030	0,640	0,426	0,030	0,731	0,373	0,030	0,731	0,371
E6P2	30,7	0,029	0,640	0,357	0,028	0,640	0,345	0,028	0,731	0,406

Tabela 4.3 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 3,2$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	9,3	0,033	0,640	0,350	0,035	0,640	0,412	0,037	0,731	0,417
E2P2	13,7	0,029	0,640	0,411	0,028	0,640	0,456	0,028	0,731	0,460
E3P2	18,1	0,027	0,569	0,437	0,027	0,731	0,492	0,025	0,853	0,507
E4P2	22,5	0,026	0,640	0,454	0,026	0,731	0,524	0,025	0,731	0,532
E5P2	27,0	0,026	0,640	0,464	0,025	0,731	0,542	0,024	0,731	0,533
E6P2	31,4	0,029	0,640	0,474	0,024	0,731	0,545	0,024	0,731	0,543

Tabela 4.4 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 4,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	11,2	0,022	0,640	0,424	0,024	0,731	0,475	0,023	0,731	0,492
E2P2	16,6	0,021	0,640	0,454	0,023	0,731	0,515	0,021	0,853	0,518
E3P2	21,9	0,019	0,640	0,459	0,023	0,731	0,537	0,021	0,731	0,546
E4P2	27,3	0,020	0,640	0,468	0,022	0,731	0,548	0,021	0,731	0,567
E5P2	32,7	0,019	0,640	0,471	0,021	0,731	0,543	0,020	0,731	0,562
E6P2	38,0	0,019	0,569	0,467	0,021	0,731	0,557	0,020	0,731	0,588

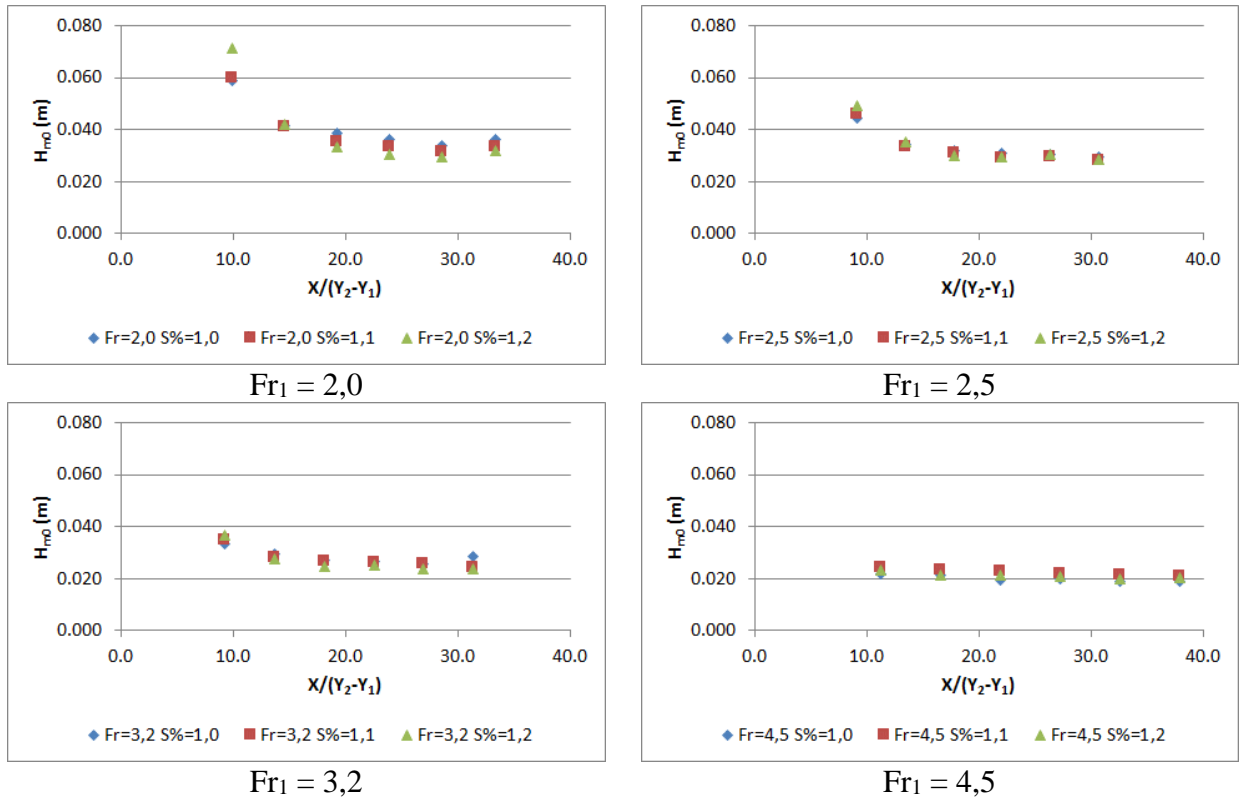


Figura 4.12 – Altura significativa (H_{m0}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

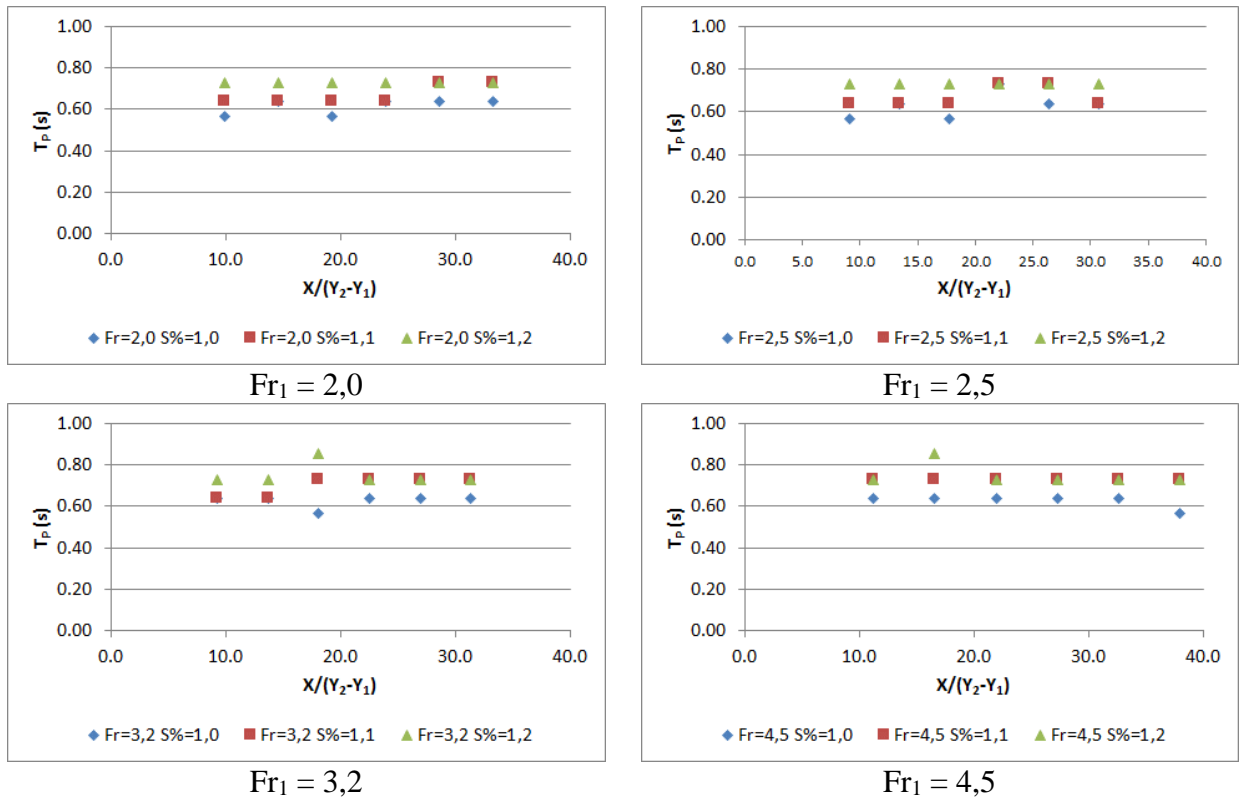


Figura 4.13 – Período de pico (T_p) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

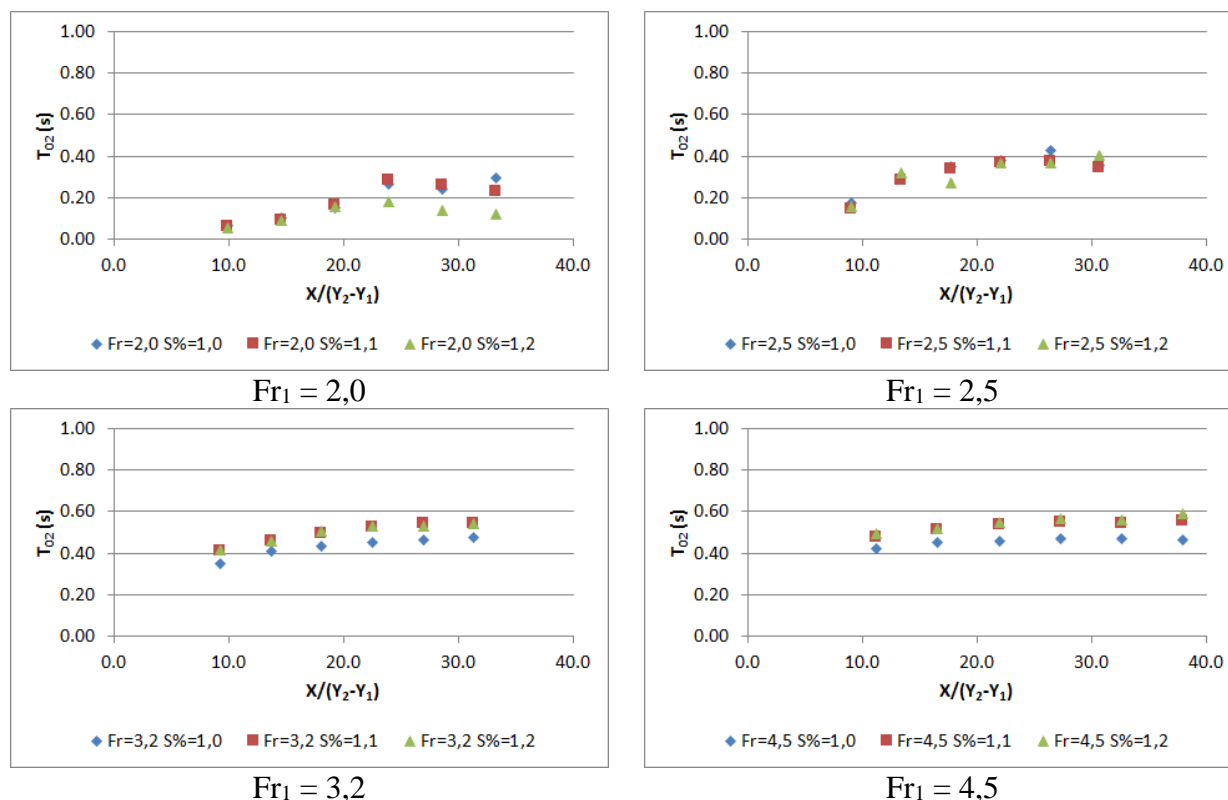


Figura 4.14 – Período de médio (T_{02}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

Os valores da altura significativa da onda (H_{m0}) apresentam uma tendência de atenuação à medida que se afastam da fonte geradora, o ressalto hidráulico. Os valores de H_{m0} diminuem em função do aumento do número de Froude e, de uma maneira geral, não apresentam uma relação definida com o valor de submergência ($S\%$). No entanto, para a posição de medição mais próxima ao término do ressalto hidráulico (E1P2), nos ensaios com $2,0 < Fr_1 < 3,2$, verifica-se um aumento de H_{m0} em função do crescimento da submergência ($S\%$).

Verificou-se que os períodos de pico (T_P) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,6 a 0,8s e que estes valores não se alteram significativamente em função da posição de medição, bem como, em função do número de Froude do ensaio. O valor do período de pico apresenta a tendência de aumentar em função do aumento da submergência ($S\%$).

Avaliando os resultados apresentados na Tabela 4.1, na Tabela 4.2 e na Figura 4.14 para os ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, verificou-se que existem valores do parâmetro T_{02} que parecerem não apresentar qualquer relação física com as forças que atuam sobre as ondas geradas no canal de ensaios. Não parece possível que as ondas verificadas durante os ensaios tenham um período médio inferiores a 0,2s (ou frequências maiores que 5Hz), se apresentando próximas as ondas capilares ($T < 0,1s$), onde a força predominante seria

a tenção superficial. Além disto, é de se esperar que não haja variações significativas nos valores de T_{02} ao longo das diferentes posições de medição.

O resultado verificado para o parâmetro T_{02} nos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5 pode ser atribuído à existência energia associada à flutuação dos níveis de água em frequências mais elevadas, no caso, acima de 25Hz. O parâmetro m_{02} e, conseqüentemente, T_{02} são sensíveis a efeitos atribuídos a frequências mais elevadas na integração da Equação 2.65, tal como relatado por Laing et al. (1998).

A existência de energia em frequências mais altas leva a definição de um valor elevado para m_{02} , conforme Equação 2.69 e conseqüentemente, um valor pequeno para T_{02} , conforme Equação 2.74.

Desta forma, decidiu-se realizar uma filtragem do tipo passa-baixa para todos nos sinais medidos no modelo parcial. O filtro foi desenvolvido com o uso da função “*butter*” do Butterworth Filter Design do Matlab.

4.1.1.2 Tratamento dos sinais medidos (uso de um filtro passa-baixa)

Foram realizados alguns testes para selecionar o filtro que melhor atenderia as necessidades apresentadas, ou seja, eliminar as interferências verificadas em frequências a partir de 25Hz sem atenuar o sinal para as frequências que apresentaram maior energia na análise espectral. Nesses testes foram avaliadas frequências de “*cut-off*” entre 15Hz e 20Hz para diversas ordens do filtro. A frequência de “*cut-off*” no filtro do tipo *Butterworth* corresponde a um valor de frequência cujo ganho é igual a $1/\sqrt{2}$.

Escolheu-se implementar um filtro passa-baixa de décima ordem, com “*cut-off*” na frequência de 15Hz. Esse filtro permitiu eliminar as interferências verificadas nas componentes de energia associadas às frequências a partir de 25Hz na totalidade dos sinais medidos nos ensaios.

A Figura 4.15 apresenta o filtro utilizado para o tratamento dos sinais. No eixo das abcissas as frequências são apresentadas de forma normalizada, onde o valor da unidade representa a frequência de Nyquist, no caso 50Hz, ou seja, metade da frequência de aquisição utilizada na coleta dos dados.

Para exemplificar o resultado da aplicação do filtro proposto sobre os espectros de frequência dos sinais de flutuação de níveis, a Figura 4.16 apresenta um exemplo para medição realizada na posição E2P2, para o ensaio com $Fr = 2,0$ e $S_{\%} = 1,0$. Nessa figura são apresentados os espectros de frequência em escala normal e logarítmica.

A partir da filtragem dos sinais medidos, os parâmetros H_{m0} , T_P e T_{O2} foram novamente definidos, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.5 à Tabela 4.8

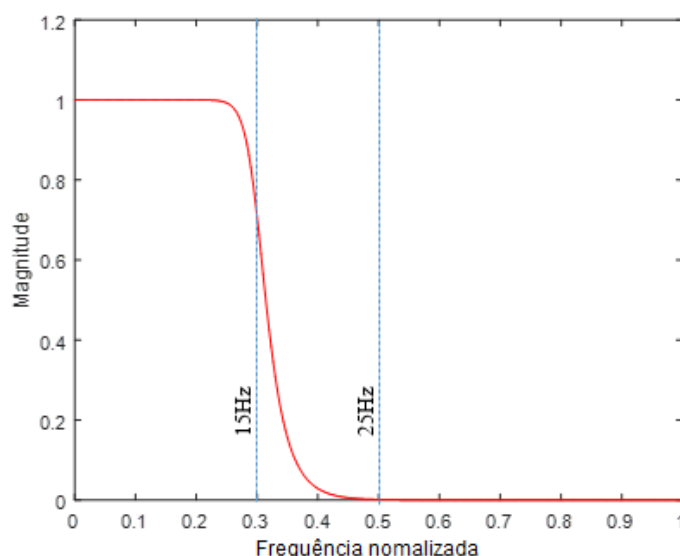


Figura 4.15 – Filtro passa-baixa de décima ordem com cut-off em 15Hz.

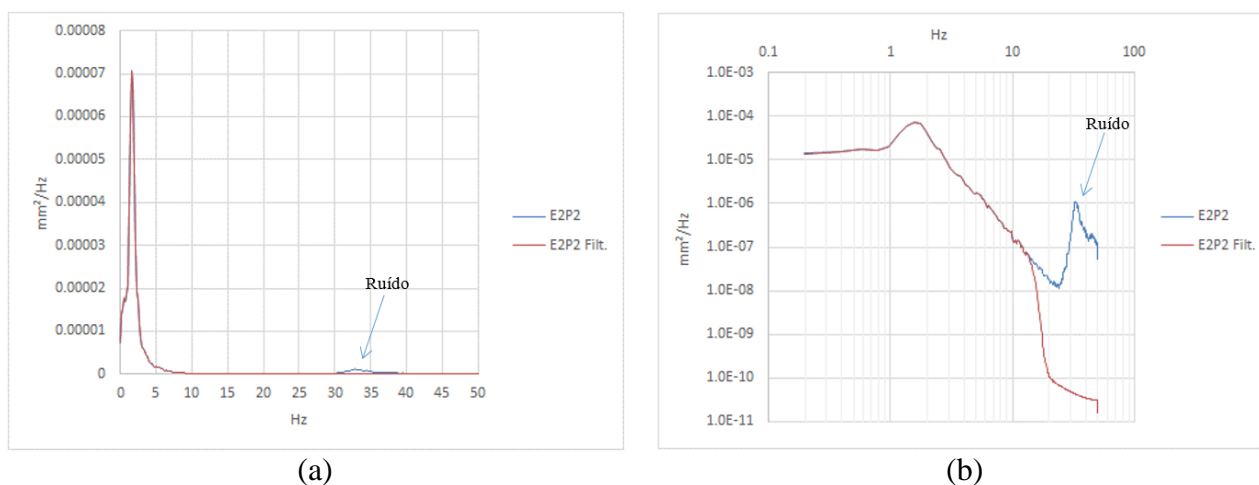


Figura 4.16 – Comparação entre os espectros de frequência das oscilações de nível de água antes e após a filtragem dos sinais, posição E2P2, $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%}=1,0$: (a) escala normal, (b) escala logarítmica.

Tabela 4.5 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 2,0$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	$S_{\%}=1,0$			$S_{\%}=1,1$			$S_{\%}=1,2$		
		H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{O2} (s)	H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{O2} (s)	H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{O2} (s)
E1P2	9,9	0,053	0,569	0,412	0,053	0,640	0,464	0,062	0,731	0,551
E2P2	14,6	0,040	0,640	0,434	0,039	0,640	0,474	0,040	0,731	0,475
E3P3	19,2	0,038	0,569	0,464	0,035	0,640	0,495	0,033	0,731	0,491
E4P2	23,9	0,036	0,640	0,468	0,033	0,640	0,498	0,030	0,731	0,540
E5P2	28,6	0,034	0,640	0,487	0,031	0,731	0,518	0,029	0,731	0,558
E6P2	33,3	0,036	0,640	0,490	0,033	0,731	0,538	0,031	0,731	0,608

Tabela 4.6 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 2,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	9,1	0,044	0,569	0,420	0,045	0,640	0,466	0,048	0,731	0,519
E2P2	13,4	0,034	0,640	0,463	0,033	0,640	0,474	0,035	0,731	0,501
E3P3	17,7	0,032	0,569	0,478	0,031	0,640	0,511	0,030	0,731	0,519
E4P2	22,1	0,031	0,731	0,491	0,029	0,731	0,528	0,029	0,731	0,579
E5P2	26,4	0,030	0,640	0,497	0,030	0,731	0,554	0,030	0,731	0,605
E6P2	30,7	0,029	0,640	0,507	0,028	0,640	0,542	0,028	0,731	0,610

Tabela 4.7 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 3,2$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	9,3	0,033	0,640	0,427	0,035	0,640	0,470	0,037	0,731	0,489
E2P2	13,7	0,029	0,640	0,464	0,028	0,640	0,506	0,028	0,731	0,512
E3P3	18,1	0,027	0,569	0,488	0,027	0,731	0,545	0,025	0,853	0,569
E4P2	22,5	0,027	0,640	0,494	0,026	0,731	0,575	0,025	0,731	0,616
E5P2	27,0	0,026	0,640	0,507	0,025	0,731	0,589	0,024	0,731	0,639
E6P2	31,4	0,029	0,640	0,515	0,024	0,731	0,600	0,024	0,731	0,661

Tabela 4.8 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência após aplicação do filtro passa-baixa para o ensaio com $Fr_1 = 4,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
E1P2	11,2	0,022	0,640	0,468	0,024	0,731	0,502	0,023	0,731	0,521
E2P2	16,6	0,021	0,640	0,492	0,023	0,731	0,537	0,021	0,853	0,542
E3P3	21,9	0,019	0,640	0,493	0,023	0,731	0,556	0,021	0,731	0,572
E4P2	27,3	0,020	0,640	0,502	0,022	0,731	0,568	0,021	0,731	0,594
E5P2	32,6	0,019	0,640	0,506	0,021	0,731	0,563	0,020	0,731	0,589
E6P2	38,0	0,019	0,569	0,506	0,021	0,731	0,577	0,020	0,731	0,617

Verificou-se, para todos os ensaios realizados, que não houveram alterações nos valores da frequência de pico (T_P) após a execução da filtragem dos sinais medidos. As diferenças nos valores da altura da onda (H_{m0}) foram muito pequenas. A maior diferença verificada foi da ordem de 13,8% na posição E1P2 para o ensaio com $Fr = 2,0$ e $S_{\%} = 1,20$. Para posições a jusante de E1P2 as diferenças se mantiveram inferiores a 5% em todas as condições ensaiadas.

Já para os valores do período médio (T_{02}), quando comparados os resultados obtidos antes e após a filtragem dos sinais, verificaram-se diferenças significativas nos resultados dos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, evidenciando os efeitos devido às componentes de

energia existentes em frequências acima de 25Hz. Foram medidas diferenças da ordem de aproximadamente 840% para os ensaios com $Fr_1 = 2,0$ e de 200% para os ensaios com $Fr_1 = 2,5$. Após a o tratamento dos sinais, os valores do período médio apresentaram menores variações ao longo das diferentes posições de medição. Para os ensaios com números de Froude iguais a 3,2 e 4,5 as diferenças entre os resultados para T_{02} foram significativamente menores.

As figuras a seguir apresentam os valores de T_{02} para as condições com e sem tratamento de dados com o filtro passa-baixa implementado e as respectivas diferenças percentuais.

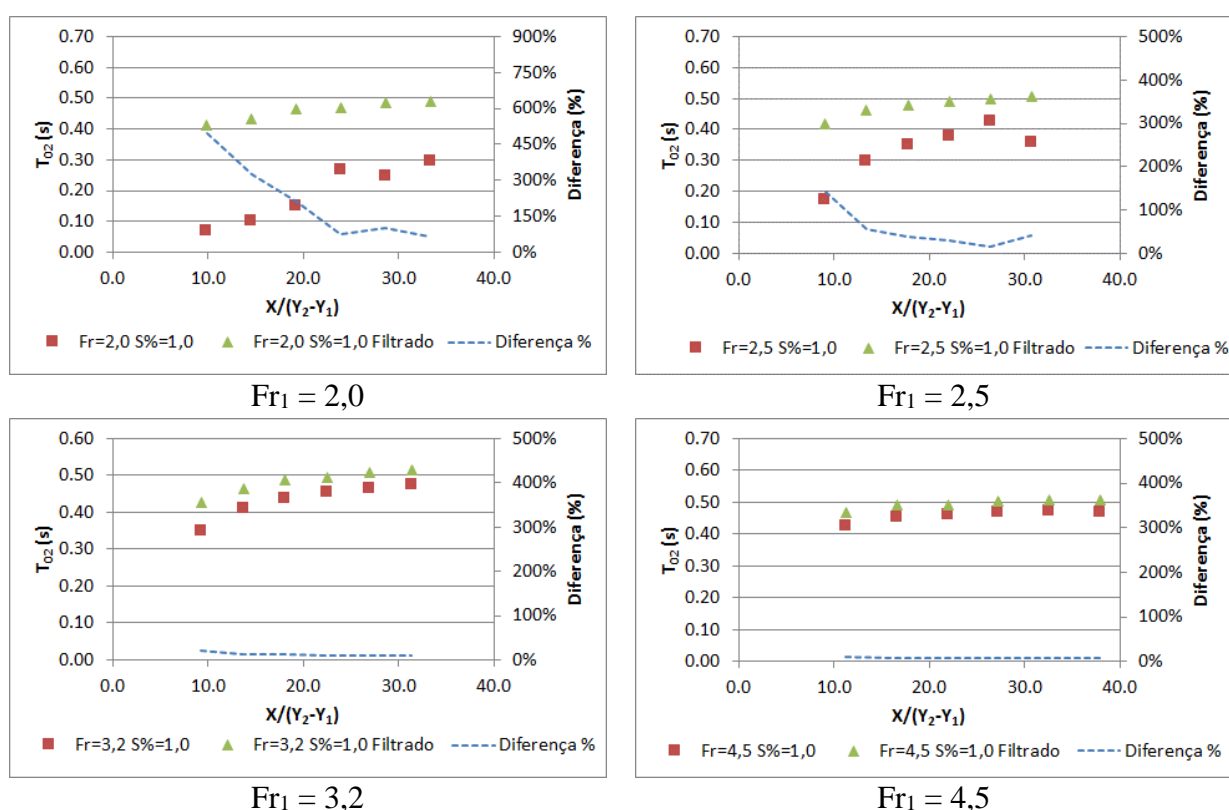


Figura 4.17 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S_{\%} = 1,0$.

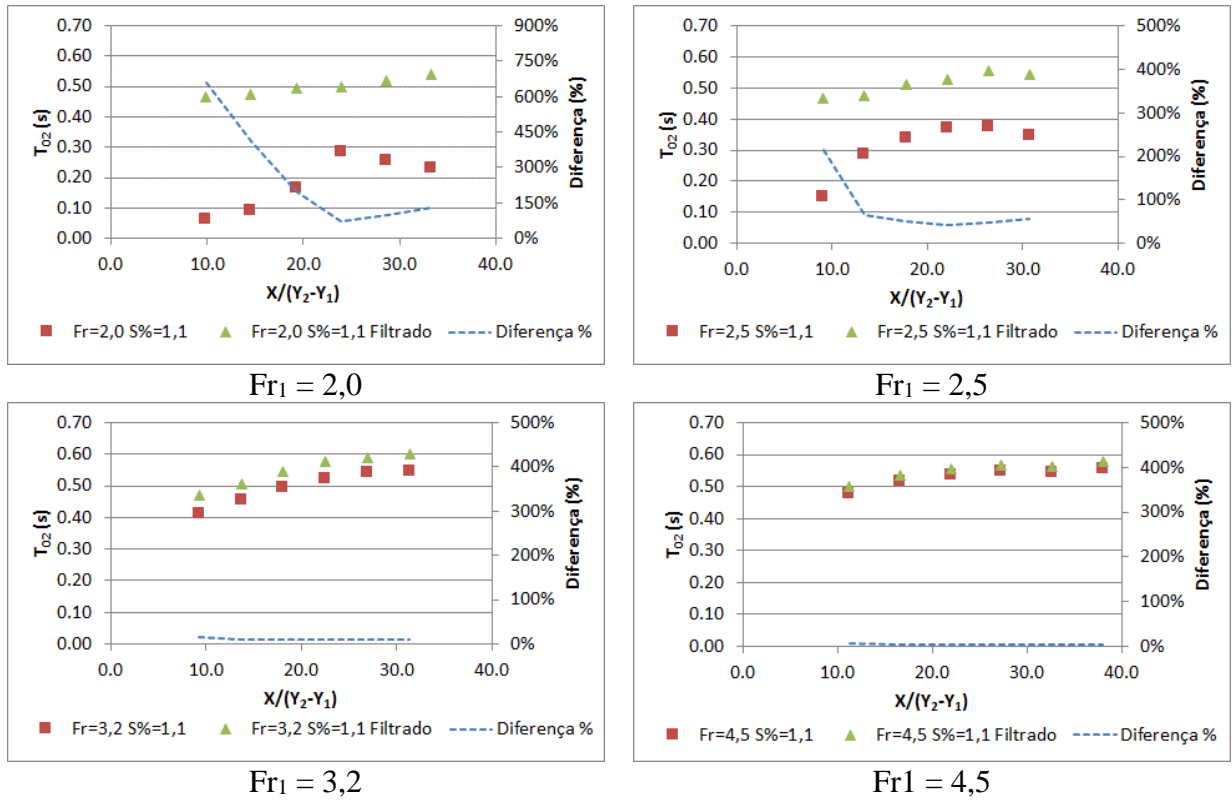


Figura 4.18 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S\% = 1,1$.

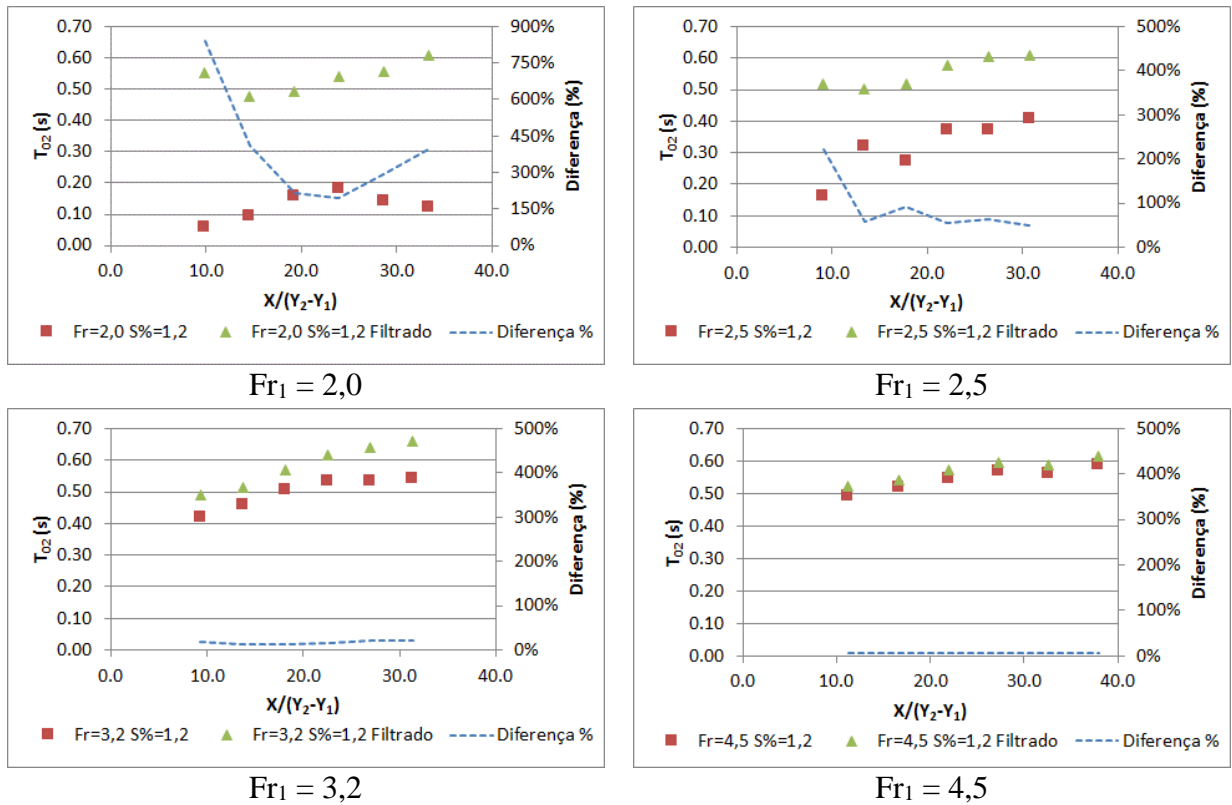


Figura 4.19 – Comparação dos valores de T_{02} obtidos antes e após a filtragem dos sinais, ensaios realizados no modelo parcial com $S\% = 1,2$.

4.1.1.3 Modelo de conjunto da Usina Hidrelétrica de Santo Antônio - escala 1:80

Em cada ensaio realizado no modelo de conjunto da UHE Santo Antônio (escala 1:80) foram medidas as flutuações de níveis de água em seis posições. Quatro posições de medição estão alinhadas com o eixo do canal de restituição, sendo elas as posições P1, P2, P3 e P4. As posições P1, P2 e P3 correspondem às posições E2P2, E4P2 e E6P2 do modelo parcial (escala 1:50), respectivamente.

As posições de medição P5 e P6 não estão alinhadas com o canal de restituição, seguindo um alinhamento em direção à margem direita a partir da posição P4. A Figura 3.9 apresenta as posições de medição das oscilações de níveis de água no modelo de conjunto. A Figura 3.8 apresenta as posições de medição de níveis de água no modelo parcial.

A estacionariedade dos registros das flutuações de níveis de água medidas nos ensaios realizados no modelo de foi avaliada a partir da determinação de espectrogramas. Alguns desses espectrogramas são apresentados na Figura 4.20, Figura 4.21 e no Apêndice D.

Verificou-se que nas posições de medição P5 e P6 pode haver variação da intensidade de energia associada às oscilações do nível de água para um dado valor de frequência, como visto por exemplo na Figura 4.21. No entanto, essas variações se encontram em frequências elevadas, que apresentam baixas intensidades. Os fenômenos mais importantes associados ao ressalto hidráulico, e que podem ter seus efeitos propagados a maiores distâncias, ocorrem em frequências mais baixas. Portanto, apesar de haver alguma variação da intensidade da energia associada às oscilações do nível de água ao longo do tempo nas posições P5 e P6, isto não altera o carácter estacionário das séries.

As posições P5 e P6 não se encontram alinhadas com o eixo do canal de restituição e podem sofrer efeitos secundários devido a refração e difração e, no caso de P6, também devido à reflexão. Os espectrogramas definidos para os demais pontos, apresentaram um comportamento mais próximo do verificado para o modelo parcial, mostrando valores intensidade com menor variação ao longo do tempo.

Tal como apresentado no subitem 4.1.1.1 (Modelo parcial do vertedouro - escala 1:50), também referente à análise no domínio da frequência, serão apresentados aqui os espectros de frequência em escala normal e logarítmica para os ensaios realizados no modelo de conjunto.

A Figura 4.22 apresenta o espectro de frequências, em escala de modelo, determinado para todas as posições de medição de níveis de água realizadas no modelo de conjunto para o ensaio com número de Froude igual a 2,5 e submergência $S_{\%}=1,0$. Os espectros verificados para

todos os ensaios se apresentam semelhantes a este, com as maiores ordenadas na região de frequências inferiores a 10Hz.

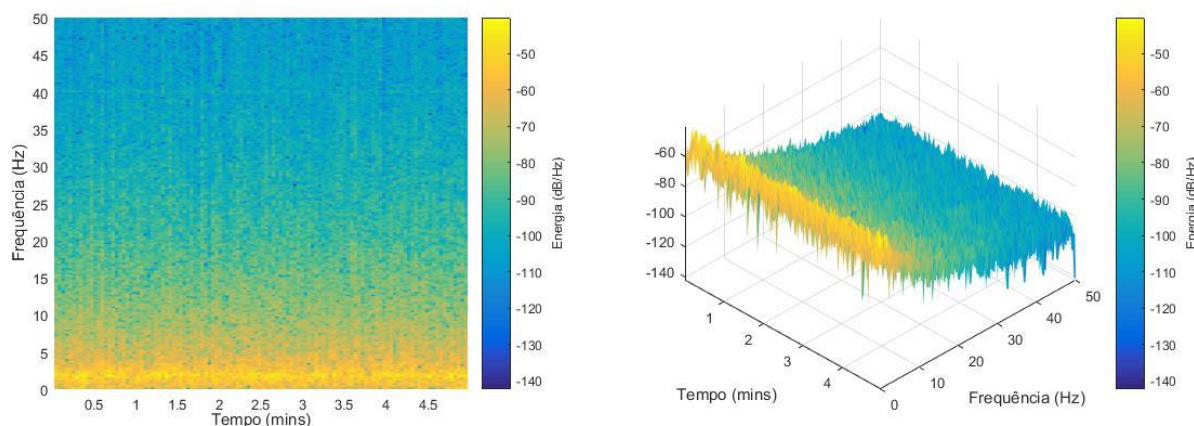


Figura 4.20 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição P1 para o ensaio com $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$.

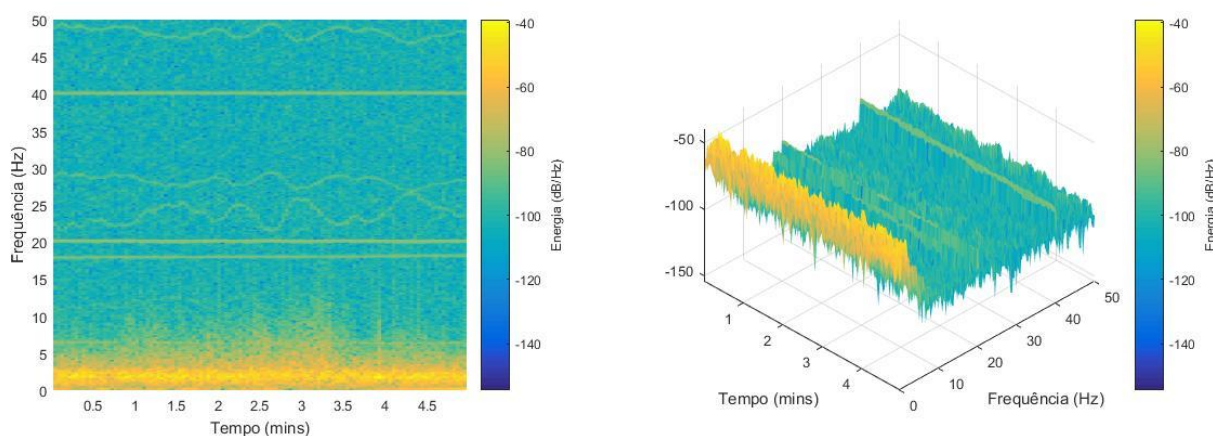


Figura 4.21 – Espectrograma das oscilações de nível de água dos registros da posição P5 para o ensaio com $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$.

Na Figura 4.23 e na Figura 4.24, o eixo das abcissas é representado apenas até a frequência de 10Hz, visando facilitar a identificação das frequências associadas aos maiores valores da ordenada que representa a energia mais significativa nas oscilações de nível de água. No Apêndice E são apresentados os espectros de energia para as demais condições de ensaio analisadas no modelo e conjunto.

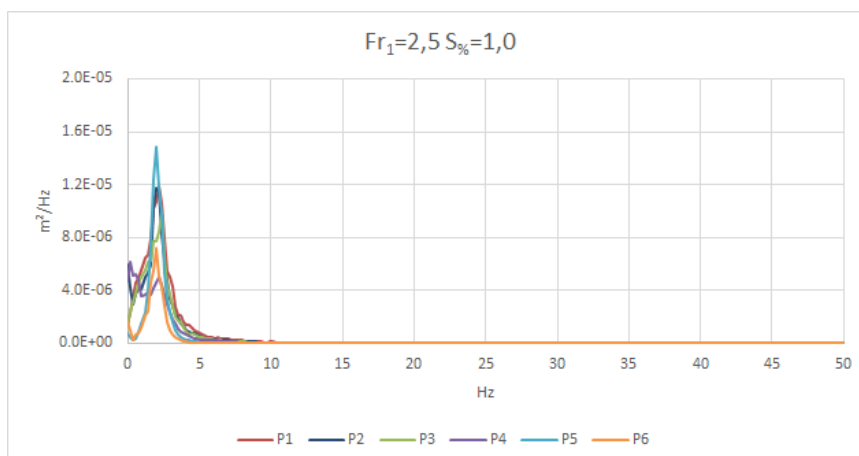


Figura 4.22 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em diferentes posições do ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$, visualização completa.

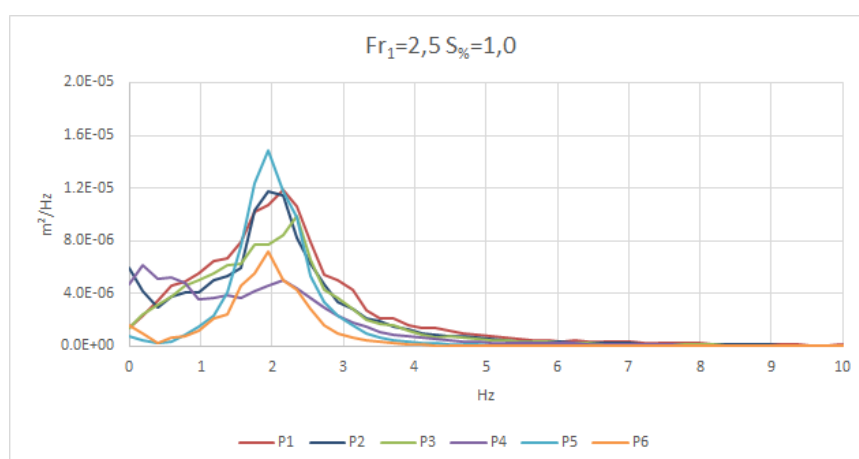


Figura 4.23 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$.

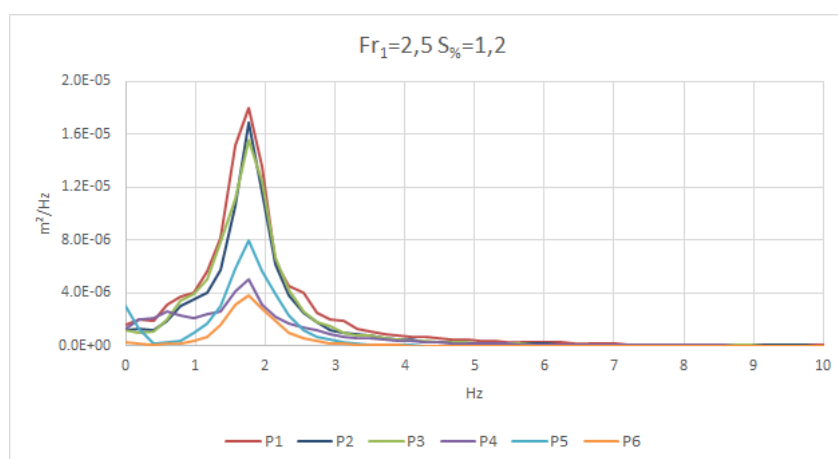


Figura 4.24 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$.

Através dos gráficos apresentados na Figura 4.23, Figura 4.24 e no Apêndice E, verifica-se que as máximas energias associadas às flutuações de nível de água estão compreendidas na

faixa situada entre 1 e 3 Hz. Também se verificou que a energia associada às flutuações de nível de água aumenta em função do aumento da vazão e consequente diminuição do número de Froude.

Analisando-se inicialmente as posições P1, P2 e P3, verifica-se que existe uma tendência de concentração de energia associada às flutuações de nível de água em torno de um valor de frequência dominante, à medida que se aumenta o nível de submergência do ressalto hidráulico. Os espectros para a maior submergência ($S_{\%} = 1,20$) apresentam picos mais agudos, onde é mais nítida a identificação da frequência dominante, enquanto os ensaios com submergência iguais a $S_{\%} = 1,00$ apresentam picos mais achatados, tal como o comportamento verificado para os dados do modelo parcial. Nota-se, também, que os valores de frequência de pico tendem a se mostrar menores à medida que aumenta o valor de submergência.

Quando se analisam os dados referentes a P4, verificou-se que a energia associada à flutuação de níveis de água apresenta componentes distribuídas desde frequências inferiores a 1Hz, principalmente para as condições de ensaio com submergência $S_{\%} = 1,0$. No entanto, também se verifica que uma componente significativa de energia associada a frequências que se aproximam das frequências de pico observadas nas posições P1, P2 e P3, como é de se esperar, pois as flutuações de nível compartilham a mesma fonte geradora. À medida que se aumenta o valor de submergência, verifica-se uma progressiva concentração de energia próxima às frequências de pico verificadas para os pontos P1, P2 e P3.

Com relação a posição P5, verifica-se que as frequências dominantes atribuídas às oscilações de nível de água encontram-se entre 1,5Hz e 2Hz. Ao contrário do verificado para as posições P1, P2 e P3, são os espectros para a submergência $S = 1,0$ que apresentam picos mais agudos, onde é mais nítida a identificação da frequência dominante.

Para a posição de medição P6 também se verificaram frequências dominantes entre 1,5 e 2,0Hz. Nos ensaios com número de Froude igual a 2,0 os picos se mostraram mais achatados que os verificados nos demais ensaios.

De forma diferente à verificada nos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, realizados no modelo parcial, aparentemente não ocorrem interferências alheias ao principal fenômeno físico investigado, tais como vibrações do sensor ou perturbações superficiais devido à velocidade do escoamento. As figuras a seguir (Figura 4.25 a Figura 4.27) apresentam alguns espectros de frequência em escala logarítmica para os dados referentes às posições de medição P1 a P4. Para as posições de medição alinhadas com o eixo do canal de restituição (P1 a P4) não se verificaram componentes de energia associadas às frequências mais elevadas do espectro. Identifica-se, no entanto, uma componente no valor de frequência 40 Hz, resultado do

dobramento (*aliasing*) da frequência da rede elétrica (60 Hz) durante a aplicação da transformada de Fourier.

Através da avaliação dos espectros apresentados na Figura 4.25, na Figura 4.26 e na Figura 4.27 decidiu-se por não realizar tratamento dos dados provenientes dos pontos P1 à P4 através de um filtro passa-baixa. Esta abordagem se justifica devido à ausência de interferências em frequências mais elevadas, tal como as verificadas nos ensaios do modelo parcial. Além disso, os efeitos do dobramento, devido ao não uso de um filtro analógico, estavam bem claros e poderiam ser desconsiderados na presente análise.

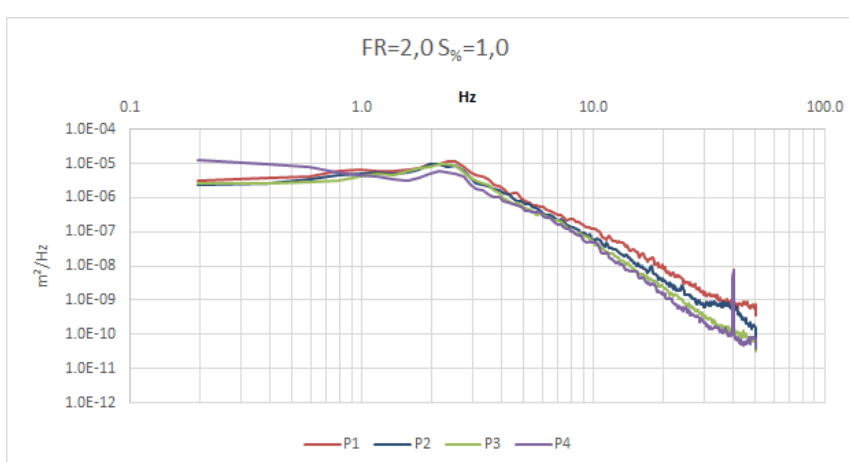


Figura 4.25 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$.

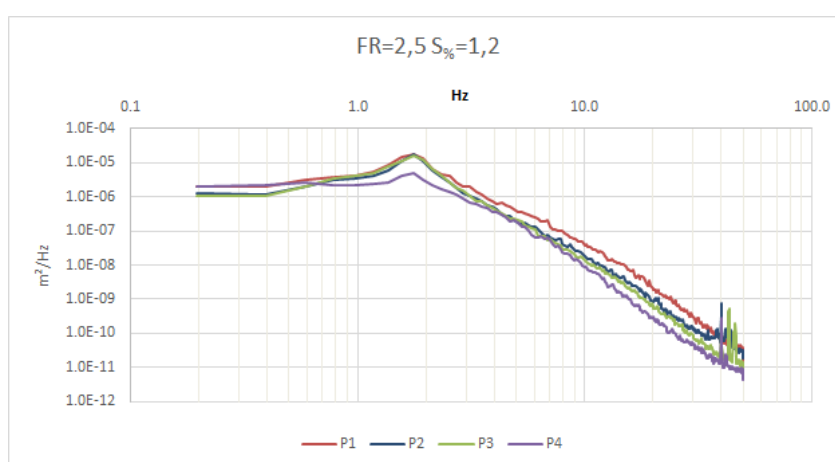


Figura 4.26 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$.

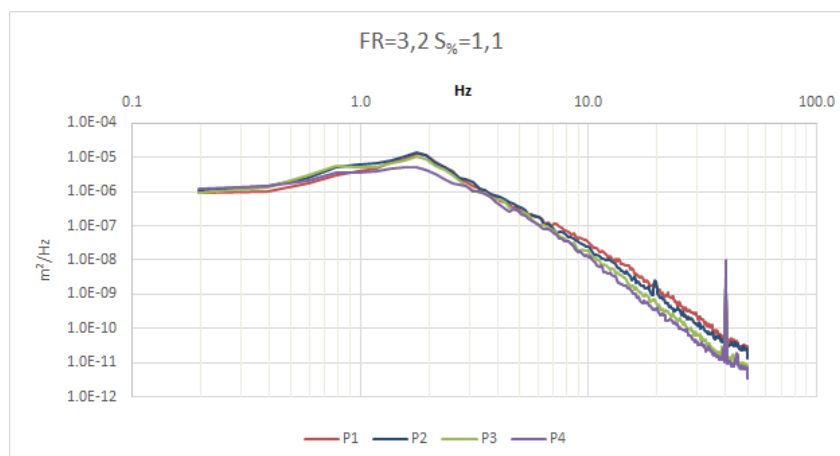


Figura 4.27 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P1, P2, P3 e P4, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,1$.

Para os pontos P5 e P6, verifica-se que os espectros de frequência apresentam um comportamento diferente, com relação ao verificado para os pontos P1, P2, P3 e P4, o que fica mais evidente em gráficos com escala logarítmica.

Os pontos de medição P5 e P6, por estarem desalinhados com o eixo e além dos limites laterais que delimitam o canal de restituição, em locais cuja declividade do leito varia, podem estar sujeitos a efeitos de difração e/ou refração das ondas. No caso de P6, por estar em uma posição próxima à margem, seus dados podem sofrer efeitos de reflexão de ondas.

A Figura 4.28 apresenta todas as posições de medição sobre uma foto de satélite do protótipo. As linhas pontilhadas visíveis na Figura 4.28 representam, de forma simplificada, as frentes de ondas que poderiam ocorrer sob efeito de difração e/ou refração devido ao término dos limites laterais do canal de restituição e/ou a mudança de declividade do leito do rio. Nesta figura são indicados os limites laterais do canal de restituição, à direita um bota-fora de enrocamento e remanescentes de ensecadeira usada no desvio do rio, do lado esquerdo um septo de rocha remanescente das escavações realizadas durante a construção do empreendimento. Também é apresentada a proteção de enrocamento distribuída dobre a margem direita do rio. (ver também Figura 1.4).

Da Figura 4.29 à Figura 4.31 são apresentados os espectros de frequência em escala logarítmica dos pontos P5 e P6 para alguns dos ensaios realizados.

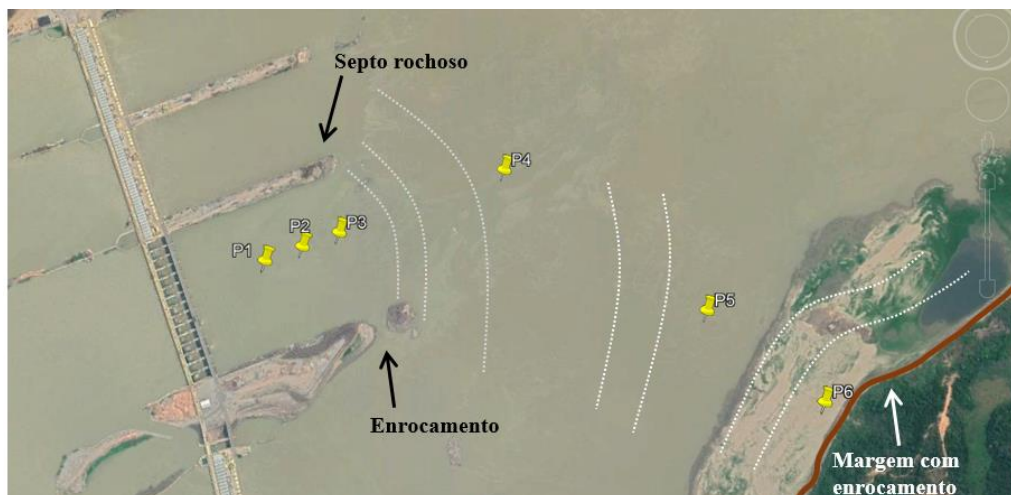


Figura 4.28 - Localização das posições de medição de flutuações de nível de água P1 a P6, sobre imagem de satélite de 02/09/2019 extraída do Google Earth.

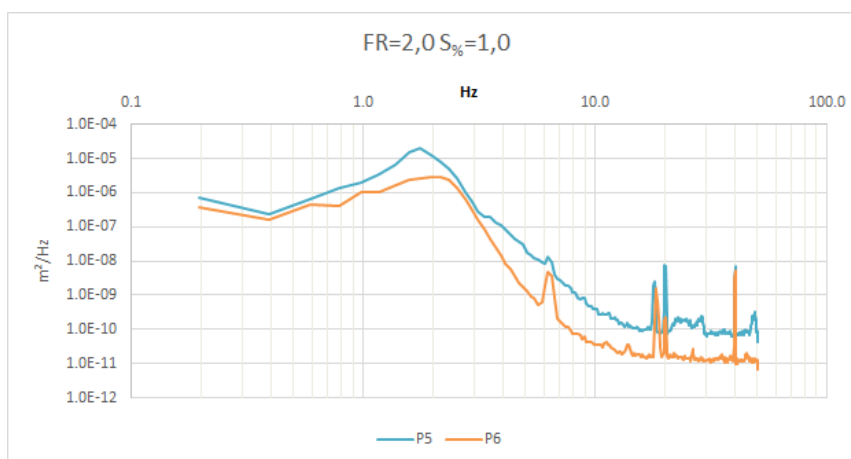


Figura 4.29 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$.

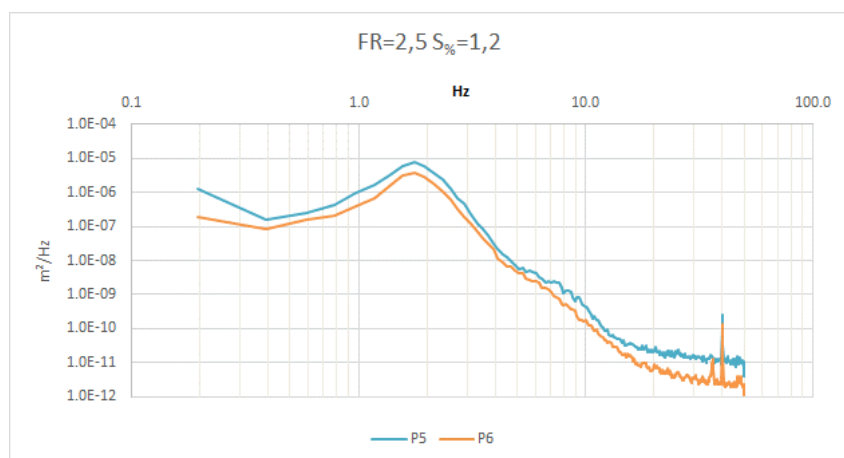


Figura 4.30 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,2$.

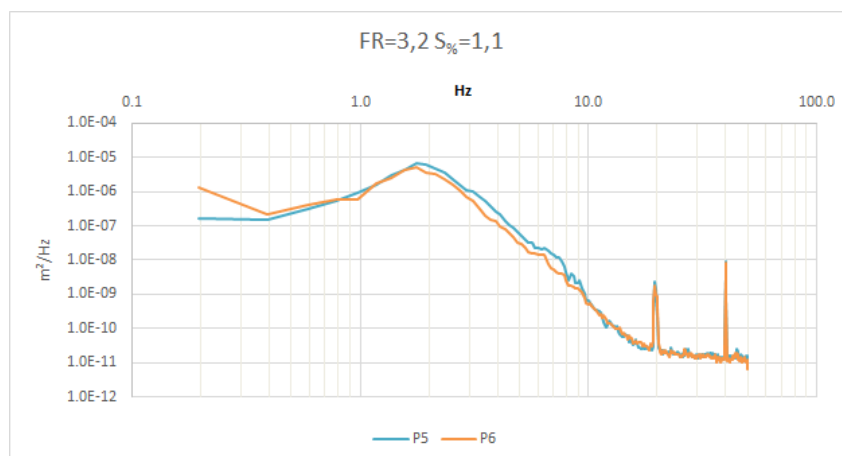


Figura 4.31 – Espectro de frequência das oscilações de nível de água em escala logarítmica para as posições P5 e P6, ensaio no modelo de conjunto para $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,1$.

Através da análise espectral dos sinais medidos no modelo de conjunto foram determinados os parâmetros de altura e período de ondas H_{m0} , T_P e T_{02} , cujos resultados são apresentados nas tabelas a seguir.

Tabela 4.9 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,0$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
P1	14,6	0,021	0,427	0,289	0,022	0,512	0,327
P2	23,9	0,019	0,465	0,318	0,018	0,512	0,366
P3	33,3	0,018	0,427	0,347	0,016	0,512	0,391
P4	75,1	0,018	5,120	0,394	0,014	0,512	0,373
P5	133,9	0,016	0,569	0,522	0,011	0,569	0,495
P6	168,3	0,008	0,512	0,489	0,012	0,640	0,464

Tabela 4.10 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% =1,0			S _% =1,1			S _% =1,2		
		H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)	H _{m0} (m)	T _P (s)	T ₀₂ (s)
P1	13,4	0,020	0,465	0,323	0,019	0,512	0,347	0,018	0,569	0,394
P2	22,1	0,019	0,512	0,362	0,016	0,512	0,377	0,016	0,569	0,439
P3	30,7	0,018	0,427	0,374	0,017	0,512	0,422	0,017	0,569	0,464
P4	69,3	0,016	5,120	0,405	0,013	0,512	0,413	0,011	0,569	0,436
P5	123,5	0,016	0,512	0,475	0,012	0,569	0,479	0,011	0,569	0,565
P6	155,3	0,012	0,512	0,505	0,010	0,569	0,521	0,007	0,569	0,551

Tabela 4.11 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 3,2$.

Posição	$X/(Y_2-Y_1)$	$S\%=1,0$			$S\%=1,1$			$S\%=1,2$		
		H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{02} (s)	H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{02} (s)	H_{m0} (m)	T_P (s)	T_{02} (s)
P1	13,7	0,017	0,512	0,290	0,017	0,569	0,392	0,015	0,640	0,401
P2	22,5	0,016	0,512	0,376	0,018	0,569	0,426	0,015	0,640	0,439
P3	31,4	0,015	0,569	0,402	0,016	0,569	0,442	0,014	0,640	0,455
P4	70,7	0,014	5,120	0,427	0,013	0,569	0,413	0,010	0,569	0,393
P5	126,1	0,015	0,512	0,447	0,011	0,569	0,441	0,008	0,640	0,475
P6	158,5	0,009	0,569	0,452	0,010	0,569	0,475	0,007	0,640	0,533

Os dados obtidos também podem ser visualizados através da Figura 4.32, Figura 4.33 e Figura 4.34.

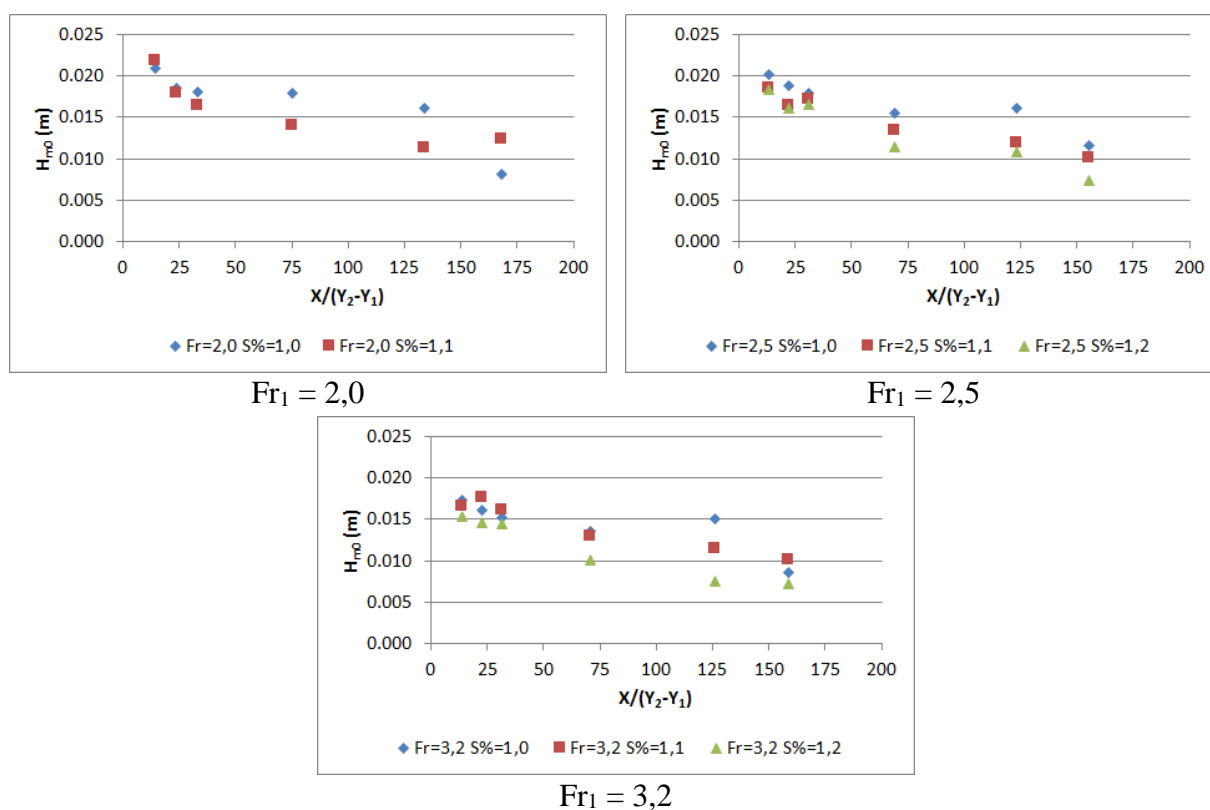


Figura 4.32 – Altura significativa (H_{m0}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.

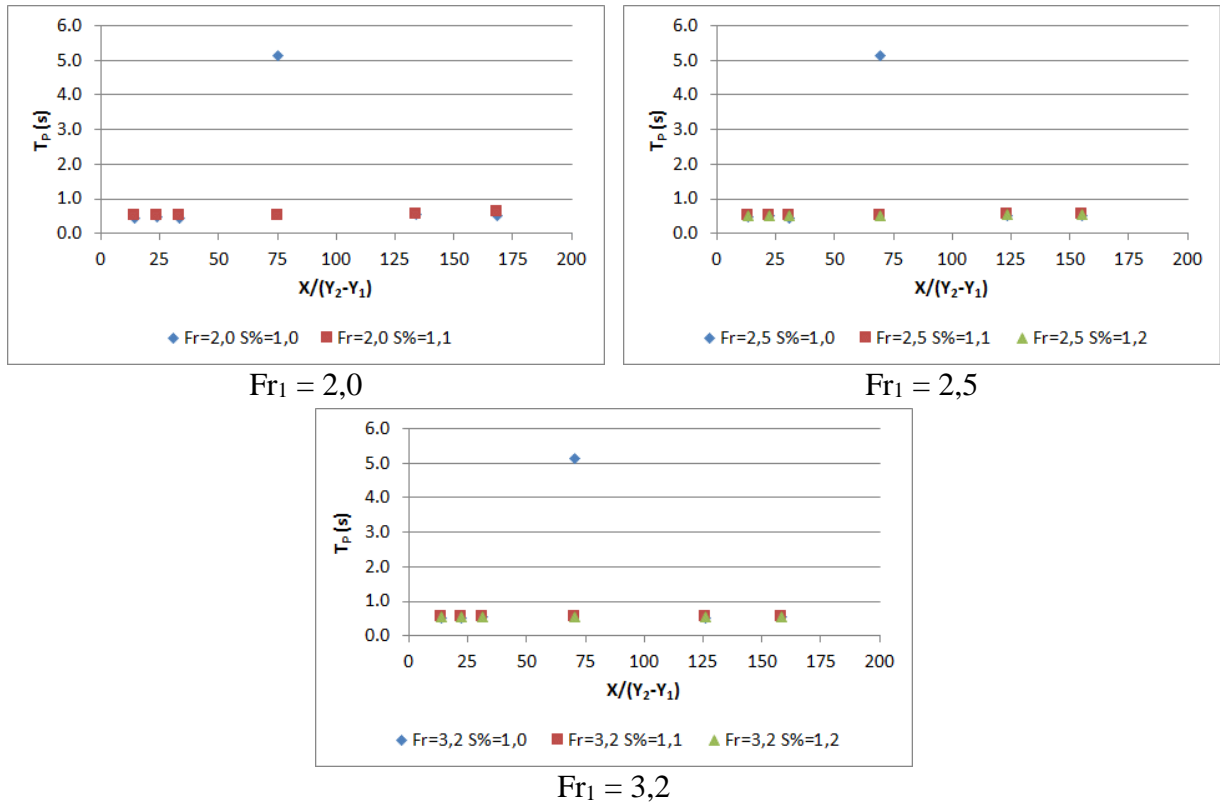


Figura 4.33 – Período de pico (T_P) em função da posição adimensionalizada X/(Y₂-Y₁), ensaios realizados no modelo de conjunto.

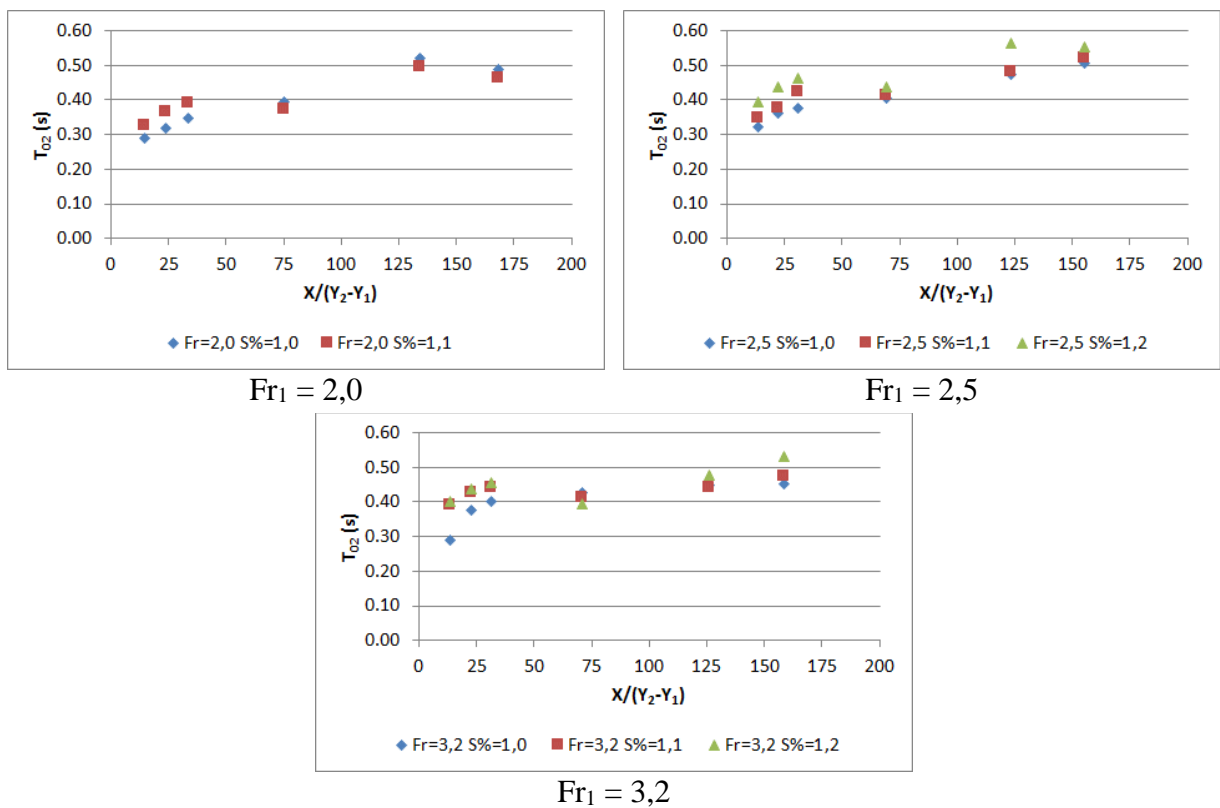


Figura 4.34 – Período médio (T₀₂) em função da posição adimensionalizada X/(Y₂-Y₁), ensaios realizados no modelo de conjunto.

Os valores da altura significativa da onda (H_{m0}) apresentam uma tendência de atenuação à medida que a posição de medição se afasta da principal fonte geradora das oscilações, o ressalto hidráulico. Verificou-se uma diminuição de 42% entre a média dos valores de altura significativa (H_{m0}) medidos na proximidade do final do canal de restituição (posição P3) e os verificados junto à margem direita (posição P6).

Os valores de H_{m0} diminuem em função do aumento do número de Froude, ou seja, com a diminuição da vazão específica. Na maioria das posições de medição, os valores de H_{m0} diminuem com o aumento da submergência ($S_{\%}$).

Verificou-se que os períodos de pico (T_P) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,4 a 0,7s com exceção da posição P4 para os ensaios com submergência $S = 1,0$ onde o período de pico resultou 5,12s. O período de pico apresentou a tendência de aumentar em função do aumento da submergência ($S_{\%}$). Aparentemente não há influência significativa do número de Froude sobre os valores dos períodos de pico no modelo de conjunto.

Com relação ao período médio (T_{02}), os valores se mantiveram entre 0,3 e 0,6s, aproximadamente. Os ensaios com submergência $S_{\%} = 1,0$, na maioria das posições, apresentaram os menores valores para T_{02} para um mesmo valor do número de Froude. Não há influência significativa do número de Froude sobre os valores dos períodos médio.

Apesar dos espectros de frequência, em escala logarítmica, dos registros medidos nas posições P5 e P6 diferirem consideravelmente dos espectros respectivos às posições P1, P2, P3 e P4, os parâmetros H_{m0} , T_P e T_{02} apresentam as mesmas tendências descritas acima.

4.1.2 Análise no domínio do tempo

A metodologia de análise no domínio do tempo consiste em identificar passagens consecutivas do registro de ondas pela posição zero das ordenadas (que representa o nível médio da superfície livre) em um determinado sentido (critério ascendente ou descendente).

Segundo Endres e Capitão (2010), a análise no domínio do tempo é sensível à definição do critério de contagem de ondas. Os resultados para os parâmetros de onda podem divergir significativamente em função dos critérios adotados, devido à ocorrência de pequenas oscilações na superfície livre em conjunto com as ondas propriamente ditas.

Desta forma, torna-se necessário determinar um número mínimo de pontos acima e abaixo do nível médio, necessários para caracterizar uma onda, com objetivo de eliminar da contagem das ondas as pequenas oscilações da superfície livre.

Nos itens a seguir serão apresentadas avaliações e recomendações com relação aos diferentes critérios de contagem de ondas analisados: 2, 4 ou 6 pontos. Os ensaios realizados no modelo parcial foram utilizados para esta avaliação e determinação do critério escolhido. Como auxílio a escolha do critério de contagem de ondas para a análise no domínio do tempo, foram realizadas comparações com os resultados obtidos nas análises no domínio da frequência, apresentadas no item 4.1.1 (Análise no domínio da frequência - análise espectral) para os dados do modelo parcial.

Os dados do modelo de conjunto foram analisados considerando as avaliações e resultados obtidos no modelo parcial.

4.1.2.1 Comparação dos critérios de identificação de ondas da análise no domínio do tempo

Neste item serão apresentados os resultados da avaliação da variabilidade dos resultados obtidos pela análise no domínio do tempo considerando três critérios para a identificação de ondas. Os critérios consideram uma quantidade mínima de pontos, acima e abaixo do valor médio para identificar uma oscilação como uma onda propriamente dita. Os critérios consideram a necessidade de 2, 4 ou 6 pontos, sendo metade deles abaixo e metade acima da linha que determina o nível médio. Essa avaliação foi realizada apenas para os ensaios com níveis de jusante equivalentes aos da curva-chave, $S_{\%} = 1,0$. Serão apresentados os resultados para os seguintes parâmetros: altura significativa da onda (H_s), altura média da onda (\bar{H}), período significativo (T_s) e período médio (\bar{T}).

Na Tabela 4.12 à Tabela 4.15 são apresentadas as comparações entre os parâmetros de onda definidos pela análise no domínio do tempo considerando os três critérios de identificação de ondas acima definidos. As posições de medição das flutuações dos níveis de água foram apresentadas na Figura 3.8.

Em conjunto com as tabelas citadas, e visando facilitar o entendimento com relação aos efeitos dos diferentes critérios de contagem de ondas sobre os parâmetros da análise no domínio do tempo, são apresentadas figuras que comparam os resultados para o número de ondas identificadas e os parâmetros H_s e T_s (Figura 4.35 à Figura 4.37). Os parâmetros \bar{H} e \bar{T} apresentaram comportamento semelhante a H_s e T_s e, portanto, julga-se desnecessário reproduzir as figuras equivalentes.

Tabela 4.12 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%} = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Distância	Critério	Nº de Ondas	H_s	\bar{H}	T_s	\bar{T}
(m^3/s)	-	-	$X/(Y_2-Y_1)$			(m)	(m)	(s)	(s)
41901	2,0	E1P2	9,9	2 pontos	2835	0,041	0,023	0,192	0,106
				4 pontos	492	0,072	0,047	0,869	0,608
				6 pontos	286	0,080	0,054	1,548	1,034
		E2P2	14,6	2 pontos	2034	0,028	0,015	0,302	0,147
				4 pontos	486	0,047	0,030	0,938	0,616
				6 pontos	377	0,049	0,033	1,200	0,792
		E3P2	19,2	2 pontos	1439	0,027	0,013	0,448	0,208
				4 pontos	465	0,042	0,027	0,905	0,643
				6 pontos	402	0,043	0,029	1,002	0,744
		E4P2	23,9	2 pontos	868	0,031	0,016	0,578	0,345
				4 pontos	556	0,036	0,023	0,691	0,539
				6 pontos	523	0,036	0,024	0,712	0,572
		E5P2	28,6	2 pontos	965	0,028	0,014	0,582	0,310
				4 pontos	497	0,035	0,023	0,814	0,602
				6 pontos	476	0,035	0,023	0,827	0,629
		E6P2	33,3	2 pontos	809	0,030	0,017	0,604	0,370
				4 pontos	560	0,035	0,022	0,685	0,535
				6 pontos	529	0,035	0,023	0,711	0,566

Tabela 4.13 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S_{\%} = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Distância	Critério	Nº de Ondas	H_s	\bar{H}	T_s	\bar{T}
(m^3/s)	-	-	$X/(Y_2-Y_1)$			(m)	(m)	(s)	(s)
31059	2,5	E1P2	9,1	2 pontos	1233	0,034	0,018	0,457	0,243
				4 pontos	598	0,045	0,029	0,689	0,500
				6 pontos	504	0,047	0,031	0,820	0,594
		E2P2	13,4	2 pontos	874	0,030	0,016	0,577	0,343
				4 pontos	600	0,034	0,021	0,651	0,499
				6 pontos	556	0,034	0,022	0,657	0,539
		E3P2	17,7	2 pontos	753	0,029	0,016	0,611	0,397
				4 pontos	565	0,032	0,020	0,659	0,529
				6 pontos	543	0,032	0,021	0,685	0,550
		E4P2	22,1	2 pontos	695	0,028	0,016	0,636	0,431
				4 pontos	565	0,030	0,019	0,676	0,530
				6 pontos	535	0,030	0,020	0,686	0,560
		E5P2	26,4	2 pontos	692	0,027	0,015	0,631	0,432
				4 pontos	584	0,029	0,018	0,657	0,512
				6 pontos	557	0,029	0,019	0,668	0,537
		E6P2	30,7	2 pontos	708	0,026	0,015	0,660	0,423
				4 pontos	551	0,028	0,018	0,712	0,542
				6 pontos	524	0,029	0,019	0,727	0,570

Tabela 4.14 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S_\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Distância	Critério	Nº de Ondas	H_s	\bar{H}	T_s	\bar{T}
(m ³ /s)	-	-	$X/(Y_2-Y_1)$			(m)	(m)	(s)	(s)
25425	3,2	E1P2	9,3	2 pontos	747	0,030	0,017	0,599	0,401
				4 pontos	638	0,032	0,020	0,622	0,469
				6 pontos	602	0,032	0,021	0,643	0,497
		E2P2	13,7	2 pontos	668	0,027	0,016	0,636	0,448
				4 pontos	607	0,028	0,018	0,656	0,493
				6 pontos	578	0,028	0,018	0,668	0,518
		E3P2	18,1	2 pontos	643	0,025	0,015	0,632	0,466
				4 pontos	577	0,026	0,016	0,656	0,520
				6 pontos	542	0,026	0,017	0,668	0,553
		E4P2	22,5	2 pontos	647	0,024	0,014	0,657	0,462
				4 pontos	596	0,025	0,015	0,674	0,502
				6 pontos	559	0,025	0,016	0,678	0,535
		E5P2	27,0	2 pontos	648	0,024	0,014	0,661	0,462
				4 pontos	600	0,025	0,015	0,674	0,499
				6 pontos	568	0,025	0,016	0,682	0,527
		E6P2	31,4	2 pontos	620	0,026	0,016	0,660	0,483
				4 pontos	580	0,027	0,017	0,675	0,516
				6 pontos	559	0,027	0,017	0,674	0,535

Tabela 4.15 – Análise no domínio do tempo, comparação entre os critérios para identificação de ondas, modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S_\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Distância	Critério	Nº de Ondas	H_s	\bar{H}	T_s	\bar{T}
(m ³ /s)	-	-	$X/(Y_2-Y_1)$			(m)	(m)	(s)	(s)
11137	4,5	E1P2	11,2	2 pontos	686	0,020	0,012	0,606	0,435
				4 pontos	622	0,021	0,013	0,623	0,480
				6 pontos	587	0,021	0,014	0,638	0,509
		E2P2	16,6	2 pontos	641	0,020	0,012	0,640	0,468
				4 pontos	596	0,020	0,013	0,647	0,503
				6 pontos	576	0,020	0,013	0,656	0,521
		E3P2	21,9	2 pontos	622	0,018	0,011	0,656	0,482
				4 pontos	589	0,019	0,012	0,657	0,509
				6 pontos	571	0,019	0,012	0,655	0,525
		E4P2	27,3	2 pontos	622	0,019	0,011	0,650	0,481
				4 pontos	577	0,019	0,012	0,652	0,519
				6 pontos	556	0,019	0,012	0,655	0,538
		E5P2	32,6	2 pontos	634	0,018	0,011	0,648	0,473
				4 pontos	591	0,018	0,011	0,655	0,507
				6 pontos	568	0,018	0,012	0,662	0,527
		E6P2	38,0	2 pontos	658	0,018	0,010	0,639	0,455
				4 pontos	601	0,018	0,011	0,647	0,498
				6 pontos	575	0,018	0,012	0,655	0,521

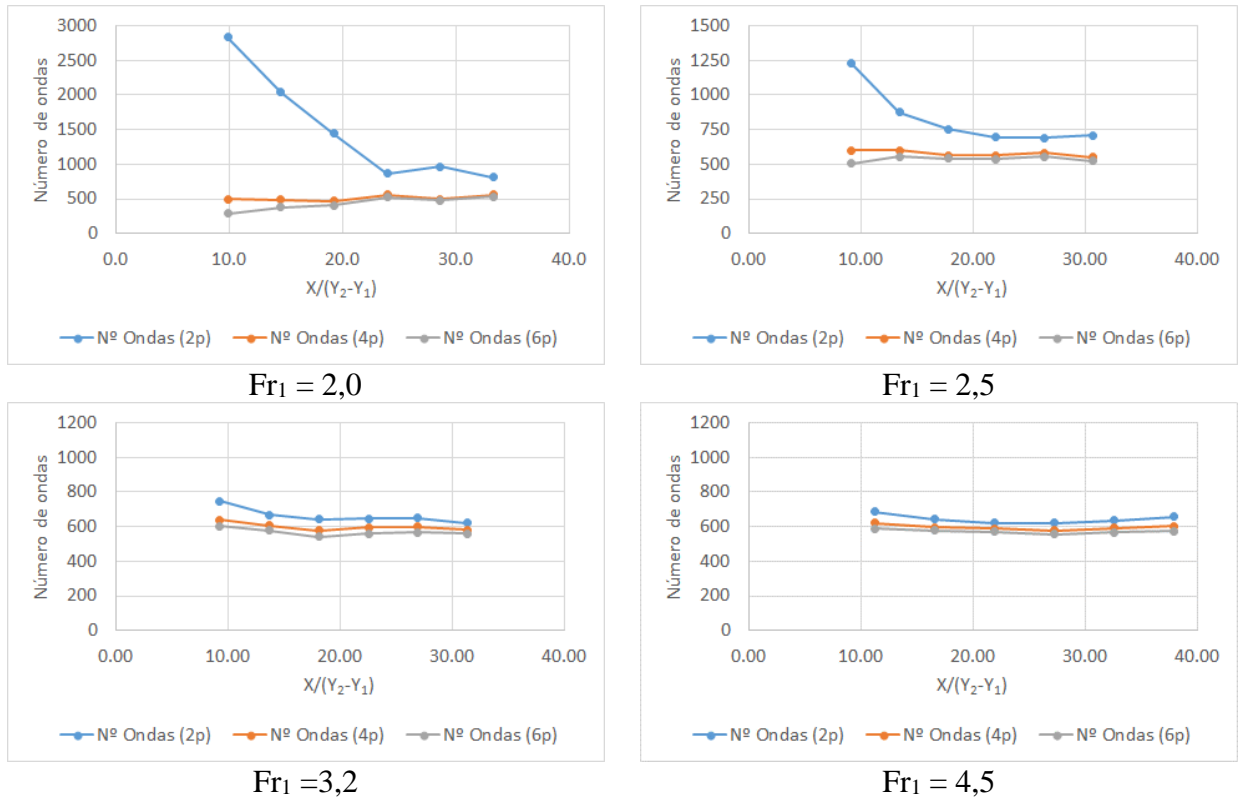


Figura 4.35 – Comparação do número de ondas de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio do tempo.

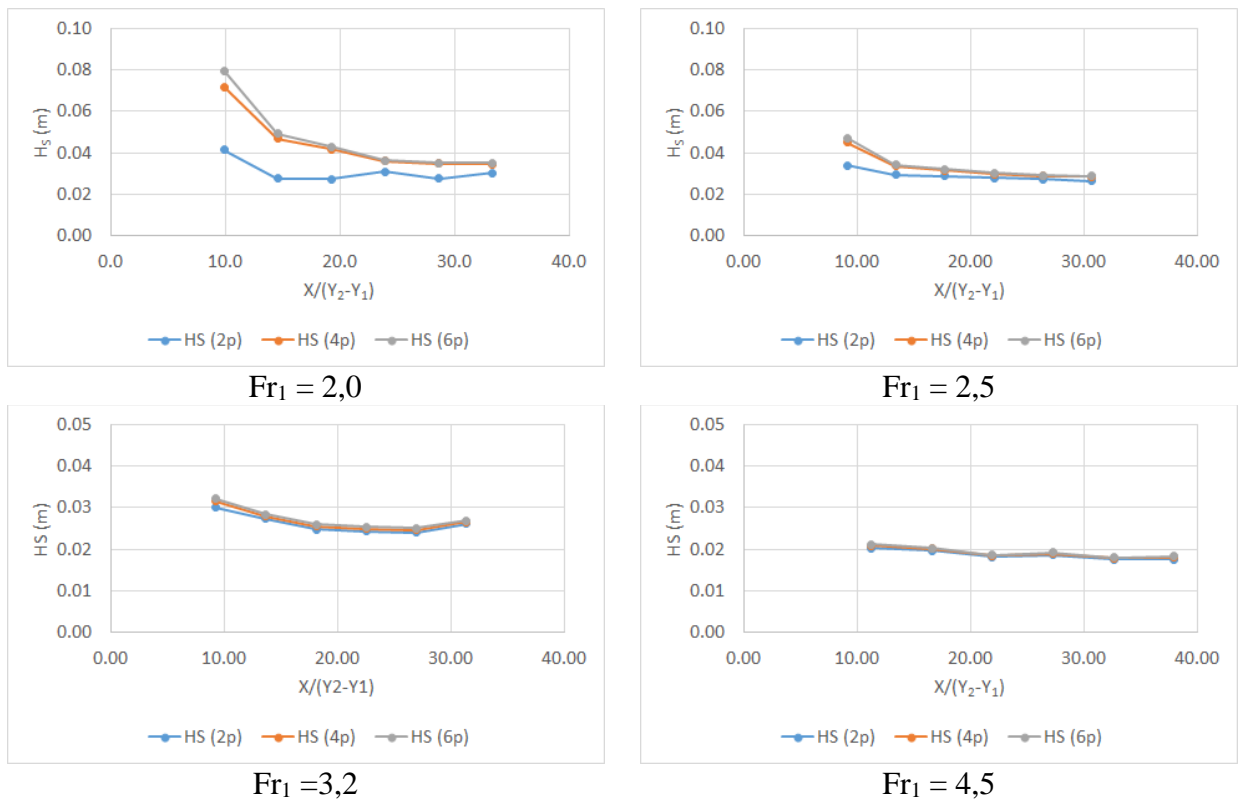


Figura 4.36 – Comparação dos valores de altura significativa das ondas determinadas de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio de tempo.

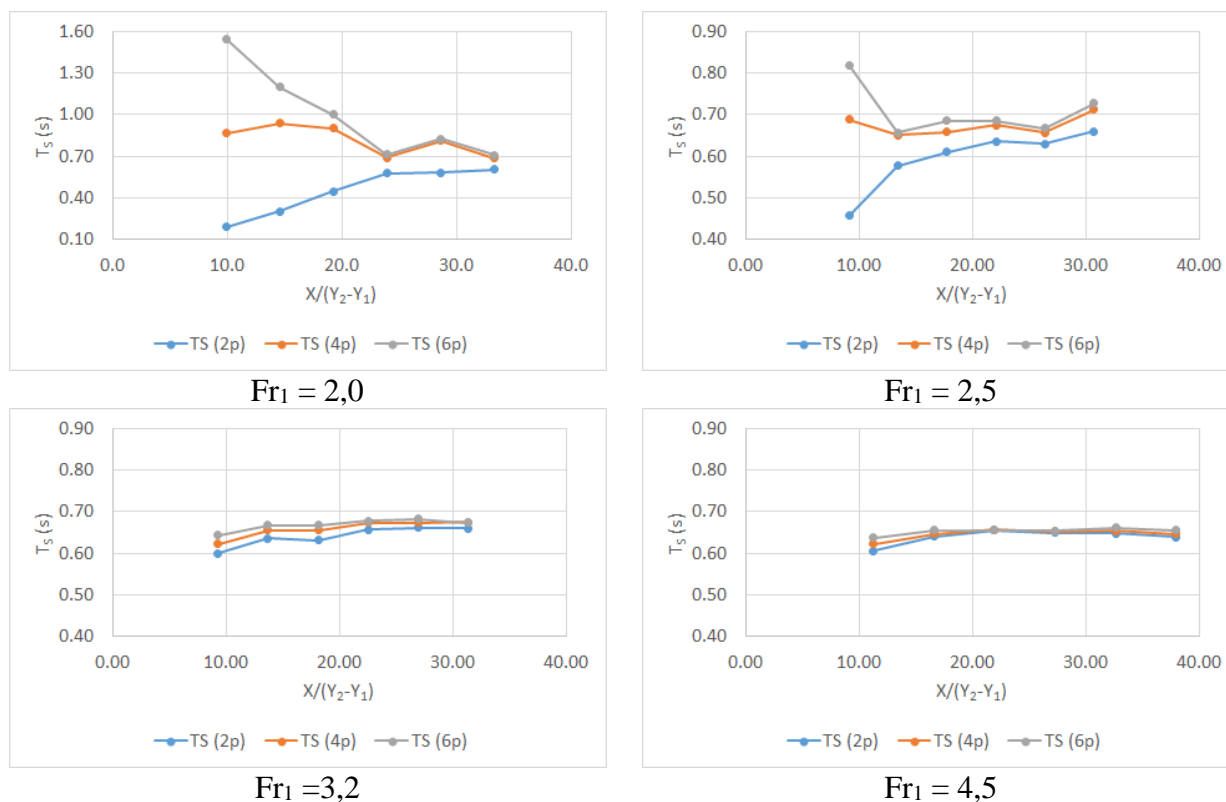


Figura 4.37 – Comparação dos valores de período significativo das ondas determinados de acordo com os critérios de identificação de ondas utilizados na análise no domínio do tempo.

Verifica-se que à medida que se utilizam mais pontos para a identificação das ondas, os valores dos parâmetros de altura e do período da onda aumentam. Quando se define como critério um número maior de pontos, a tendência é de eliminação das pequenas perturbações na contagem de ondas e, conseqüentemente, o total de ondas diminui e os períodos médio e significativo aumentam. A altura significativa aumenta com a eliminação das menores oscilações.

Verificou-se que os parâmetros de altura e de período sofrem pouca influência devido ao critério de identificação das ondas para os ensaios com números de Froude iguais a 3,2 e 4,5. A partir dos dados apresentados na Tabela 4.14 e na Tabela 4.15 verifica-se que as diferenças máximas quando se comparam os critérios de 2 pontos e 4 pontos, resultaram 4,8% para H_s , 3,8% para T_s e 17% para \bar{T} , no ensaio com número de Froude igual a 3,2 e, de 3,0% para H_s , 2,8% para T_s e 10% para \bar{T} , no ensaio com número de Froude igual a 4,5. As diferenças máximas quando se comparam os critérios de 4 pontos e 6 pontos, foram de 1,9% para H_s , 3,3% para T_s e 6,6% para \bar{T} , no ensaio com número de Froude igual a 3,2 e, de 1,9% para H_s , 2,3% para T_s e 6,0% para \bar{T} , no ensaio com número de Froude igual a 4,5.

Para os ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, apresentados na Tabela 4.12 e na Tabela 4.13 os parâmetros de altura e período sofrem grande alteração quando se modifica

o critério de identificação de onda. As diferenças máximas quando se comparam os critérios de 2 pontos e 4 pontos, foram de 73% para H_s , 352% para T_s e 475% para \bar{T} no ensaio com número de Froude igual a 2,0 e, de 33% para H_s , 51% para T_s e 106% para \bar{T} , no ensaio com número de Froude igual a 2,5. No entanto, nota-se uma diferença muito menor para a altura significativa (H_s) quando se comparam as análises com os critérios de 4 e 6 pontos, resultando uma diferença máxima de 11% para o ensaio com Froude igual 2,0 e de 4,5% para o ensaio com Froude igual a 2,5. Para os valores dos períodos as diferenças foram de 78% e 19% para T_s e de 70% e 19% para \bar{T} , respectivamente para os ensaios com Froude iguais a 2,0 e 2,5.

Para o ensaio com número de Froude igual a 2,0 e considerando critério de 2 pontos, verificou-se a existência de valores de período médio (\bar{T}) da ordem de 0,11s, que parecem não apresentar relação física importante com as forças que atuam na geração das ondas no canal de ensaios. Os valores verificados, considerando o critério de 2 pontos, tem ordem de grandeza semelhante aos valores de T_{02} obtidos na análise no domínio da frequência quando se desconsidera o tratamento dos dados com um filtro passa-baixa. A escolha por um critério de contagem com um número maior de pontos necessários para identificar uma oscilação como uma onda parece ter um efeito similar ao verificado na análise no domínio da frequência após a utilização do filtro.

Existe uma grande diferença no número de ondas registradas no critério de 2 pontos quando comparado aos critérios de 4 ou 6 pontos. Os resultados apresentados tendem a convergir à medida que se aumenta o número de pontos necessários para a caracterização de uma onda pela análise no domínio do tempo.

4.1.2.2 Comparação entre as metodologias de análise de um registro de ondas

O objetivo deste item é realizar uma avaliação entre os resultados obtidos através das metodologias de análise de um registro de ondas no domínio da frequência e no domínio do tempo para os dados obtidos no modelo parcial.

As Tabelas 4.16 a 4.19 apresentam comparações entre os parâmetros de onda H_s , T_s e \bar{T} definidos pela análise no domínio do tempo e os parâmetros H_{m0} , T_p e T_{02} definidos pela análise no domínio da frequência para os pontos localizados no eixo do canal de ensaios do modelo bidimensional (escala 1:50). Os parâmetros referentes à análise no domínio da frequência apresentados nas tabelas citadas correspondem aos resultados obtidos após o tratamento dos sinais com o filtro passa-baixa.

Os valores da altura de onda obtida pela análise no domínio do tempo (H_s) e pela análise no domínio da frequência (H_{m0}) passam a apresentar valores mais próximos, em todas as posições, à medida que se utilizam mais pontos (4 ou 6 pontos) para a identificação da onda na análise no domínio do tempo. A exceção seria a posição E1P2 no ensaio com número de Froude igual a 2,0.

Na comparação entre os valores de período significativo (T_s) e período de pico (T_p) verifica-se que na maioria dos casos os valores obtidos se mostram próximos, independente do critério de contagem de pontos utilizado na análise no domínio do tempo. As exceções seriam as medições realizadas em E1P2, E2P2 e E3P2 para o ensaio com Froude igual a 2,0 e na posição E1P2 no ensaio com número de Froude igual a 2,50. Nessas posições houve grande variação nos valores de T_s em função do critério de contagem de ondas utilizado na análise no domínio do tempo.

Na comparação entre \bar{T} e T_{02} os valores destes parâmetros apresentam as menores diferenças quando se considera a utilização de 4 pontos como critério para a contagem de ondas na análise no domínio do tempo.

Tabela 4.16 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Critério	H_s	T_s	\bar{T}	H_{m0}	T_p	T_{02}
(m^3/s)	-	-		(m)	(s)	(s)	(m)	(s)	(s)
41901	2,0	E1P2	2 pontos	0,041	0,192	0,106	0,053	0,569	0,412
			4 pontos	0,072	0,869	0,608			
			6 pontos	0,080	1,548	1,034			
		E2P2	2 pontos	0,028	0,302	0,147	0,040	0,640	0,434
			4 pontos	0,047	0,938	0,616			
			6 pontos	0,049	1,200	0,792			
		E3P2	2 pontos	0,027	0,448	0,208	0,038	0,569	0,464
			4 pontos	0,042	0,905	0,643			
			6 pontos	0,043	1,002	0,744			
		E4P2	2 pontos	0,031	0,578	0,345	0,036	0,640	0,468
			4 pontos	0,036	0,691	0,539			
			6 pontos	0,036	0,712	0,572			
		E5P2	2 pontos	0,028	0,582	0,310	0,034	0,640	0,487
			4 pontos	0,035	0,814	0,602			
			6 pontos	0,035	0,827	0,629			
		E6P2	2 pontos	0,030	0,604	0,370	0,036	0,640	0,490
			4 pontos	0,035	0,685	0,535			
			6 pontos	0,035	0,711	0,566			

Tabela 4.17 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 2,5$ e $S\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Critério	H_s	T_s	\bar{T}	H_{m0}	T_P	T_{02}
(m^3/s)	-	-		(m)	(s)	(s)	(m)	(s)	(s)
31059	2,5	E1P2	2 pontos	0,034	0,457	0,243	0,044	0,569	0,420
			4 pontos	0,045	0,689	0,500			
			6 pontos	0,047	0,820	0,594			
		E2P2	2 pontos	0,030	0,577	0,343	0,034	0,640	0,463
			4 pontos	0,034	0,651	0,499			
			6 pontos	0,034	0,657	0,539			
		E3P2	2 pontos	0,029	0,611	0,397	0,032	0,569	0,478
			4 pontos	0,032	0,659	0,529			
			6 pontos	0,032	0,685	0,550			
		E4P2	2 pontos	0,028	0,636	0,431	0,029	0,640	0,507
			4 pontos	0,030	0,676	0,530			
			6 pontos	0,030	0,686	0,560			
		E5P2	2 pontos	0,027	0,631	0,432	0,030	0,640	0,497
			4 pontos	0,029	0,657	0,512			
			6 pontos	0,029	0,668	0,537			
		E6P2	2 pontos	0,026	0,660	0,423	0,029	0,640	0,507
			4 pontos	0,028	0,712	0,542			
			6 pontos	0,029	0,727	0,570			

Tabela 4.18 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Critério	H_s	T_s	\bar{T}	H_{m0}	T_P	T_{02}
(m^3/s)	-	-		(m)	(s)	(s)	(m)	(s)	(s)
25425	3,2	E1P2	2 pontos	0,030	0,599	0,401	0,033	0,640	0,427
			4 pontos	0,032	0,622	0,469			
			6 pontos	0,032	0,643	0,497			
		E2P2	2 pontos	0,027	0,636	0,448	0,029	0,640	0,464
			4 pontos	0,028	0,656	0,493			
			6 pontos	0,028	0,668	0,518			
		E3P2	2 pontos	0,025	0,632	0,466	0,027	0,569	0,488
			4 pontos	0,026	0,656	0,520			
			6 pontos	0,026	0,668	0,553			
		E4P2	2 pontos	0,024	0,657	0,462	0,027	0,640	0,494
			4 pontos	0,025	0,674	0,502			
			6 pontos	0,025	0,678	0,535			
		E5P2	2 pontos	0,024	0,661	0,462	0,026	0,640	0,507
			4 pontos	0,025	0,674	0,499			
			6 pontos	0,025	0,682	0,527			
		E6P2	2 pontos	0,026	0,660	0,483	0,029	0,640	0,515
			4 pontos	0,027	0,675	0,516			
			6 pontos	0,027	0,674	0,535			

Tabela 4.19 – Comparação entre os resultados da análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência, modelo parcial, $Fr_1 = 4,5$ e $S\% = 1,0$.

Q Prot.	Froude	Posição	Critério	H_s	T_s	\bar{T}	H_{m0}	T_p	T_{02}
(m^3/s)	-	-		(m)	(s)	(s)	(m)	(s)	(s)
11137	4,5	E1P2	2 pontos	0,020	0,606	0,435	0,022	0,640	0,468
			4 pontos	0,021	0,623	0,480			
			6 pontos	0,021	0,638	0,509			
		E2P2	2 pontos	0,020	0,640	0,468	0,021	0,640	0,492
			4 pontos	0,020	0,647	0,503			
			6 pontos	0,020	0,656	0,521			
		E3P2	2 pontos	0,018	0,656	0,482	0,019	0,640	0,493
			4 pontos	0,019	0,657	0,509			
			6 pontos	0,019	0,655	0,525			
		E4P2	2 pontos	0,019	0,650	0,481	0,020	0,640	0,502
			4 pontos	0,019	0,652	0,519			
			6 pontos	0,019	0,655	0,538			
		E5P2	2 pontos	0,018	0,648	0,473	0,019	0,640	0,506
			4 pontos	0,018	0,655	0,507			
			6 pontos	0,018	0,662	0,527			
		E6P2	2 pontos	0,018	0,639	0,455	0,019	0,569	0,506
			4 pontos	0,018	0,647	0,498			
			6 pontos	0,018	0,655	0,521			

Pela análise dos resultados apresentados nas tabelas anteriores e no item 4.1.2.1 (Comparação dos critérios de identificação de ondas da análise no domínio do tempo), verifica-se que os critérios de contagem com 4 e 6 pontos apresentam resultados bastante próximos no que diz respeito ao parâmetro altura de onda e parecem ser adequados para eliminar as pequenas oscilações da superfície livre da contagem de ondas. No caso dos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, a contagem de ondas para os critérios de 4 e 6 pontos diferem consideravelmente dos resultados referentes ao critério de 2 pontos, mas apresentam pequenas diferenças entre si.

Os valores determinados para os parâmetros de altura (H_s) e períodos (T_s e \bar{T}) sofrem influência do número total de ondas identificadas. Espera-se que os períodos de onda medidos em diferentes posições ao longo do canal não devam sofrer alterações significativas, pois compartilham a mesma principal fonte geradora das oscilações da superfície, o ressalto hidráulico. É verificado nos ensaios com números de Froude 2,0 e 2,5 que a utilização do critério de 6 pontos apresenta uma variação maior nos resultados de T_s e \bar{T} ao longo das posições de medição, se comparados aos resultados do critério de 4 pontos, conforme pode ser visto na Figura 4.37. Para os ensaios com números de Froude iguais 3,2 e 4,5 não se verificam diferenças significativas na determinação dos parâmetros em função do critério de contagem.

Pode-se considerar, que critérios de contagem com a utilização de mais pontos para a identificação de ondas funcionariam tal como um filtro, no qual se busca eliminar interferências alheias ao principal fenômeno físico investigado sem interferir de forma prejudicial sobre o restante da análise da amostragem. Levando isso em consideração, julga-se que o critério de identificação das ondas que considera 4 pontos atende a esse objetivo de forma satisfatória, sendo este o critério escolhido para as avaliações subsequentes.

4.1.2.3 Modelo parcial do vertedouro - escala 1:50

As tabelas e figuras a seguir apresentam os resultados obtidos para os parâmetros de onda considerando o critério de 4 pontos para a identificação de ondas na análise no domínio do tempo.

Tabela 4.20 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,0$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S% = 1,0			S% = 1,1			S% = 1,2		
		H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)
E1P2	9,9	0,072	0,869	0,608	0,074	0,997	0,681	0,088	1,129	0,779
E2P2	14,6	0,047	0,938	0,616	0,048	1,005	0,716	0,047	0,925	0,637
E3P2	19,2	0,042	0,905	0,643	0,038	0,893	0,672	0,035	0,937	0,656
E4P2	23,9	0,036	0,691	0,539	0,033	0,742	0,571	0,033	1,005	0,763
E5P2	28,6	0,035	0,814	0,602	0,033	0,793	0,658	0,033	1,024	0,817
E6P2	33,3	0,035	0,685	0,535	0,034	0,818	0,636	0,037	1,054	0,839

Tabela 4.21 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 2,5$.

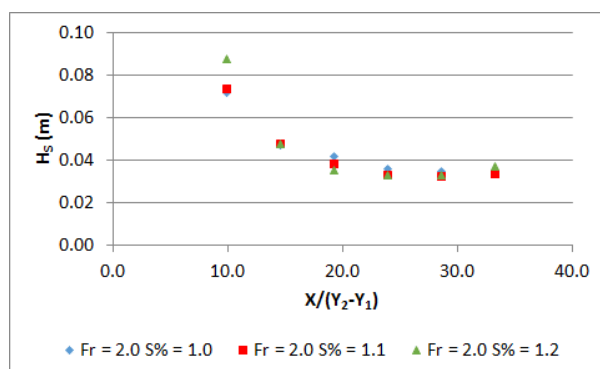
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S% = 1,0			S% = 1,1			S% = 1,2		
		H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)
E1P2	9,1	0,045	0,689	0,500	0,047	0,747	0,549	0,051	0,961	0,672
E2P2	13,4	0,034	0,651	0,499	0,034	0,724	0,548	0,035	0,711	0,546
E3P2	17,7	0,032	0,659	0,529	0,031	0,733	0,555	0,030	0,790	0,598
E4P2	22,1	0,030	0,676	0,530	0,028	0,711	0,567	0,029	0,781	0,610
E5P2	26,4	0,029	0,657	0,512	0,029	0,781	0,602	0,030	0,810	0,673
E6P2	30,7	0,028	0,712	0,542	0,028	0,783	0,612	0,028	0,776	0,652

Tabela 4.22 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 3,2$.

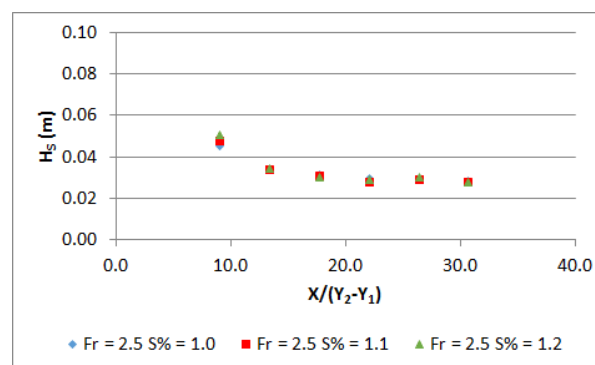
Posição	$X/(Y_2 - Y_1)$	$S\% = 1,0$			$S\% = 1,1$			$S\% = 1,2$		
		H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)	H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)	H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)
E1P2	9,3	0,032	0,622	0,469	0,033	0,651	0,483	0,034	0,696	0,518
E2P2	13,7	0,028	0,656	0,493	0,027	0,679	0,525	0,026	0,709	0,523
E3P2	18,1	0,026	0,656	0,520	0,026	0,719	0,538	0,023	0,783	0,580
E4P2	22,5	0,025	0,674	0,502	0,025	0,738	0,563	0,024	0,829	0,647
E5P2	27,0	0,025	0,674	0,499	0,024	0,719	0,586	0,022	0,862	0,650
E6P2	31,4	0,027	0,675	0,516	0,023	0,761	0,597	0,022	0,835	0,659

Tabela 4.23 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial com $Fr_1 = 4,5$.

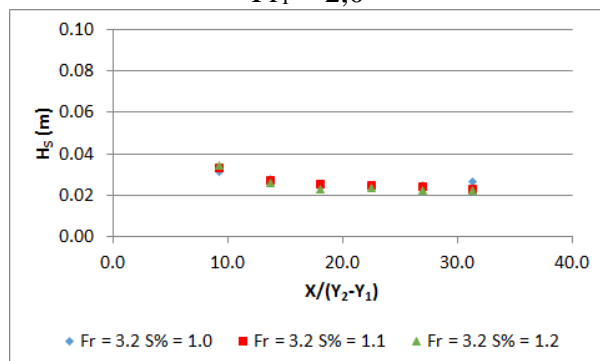
Posição	$X/(Y_2 - Y_1)$	$S\% = 1,0$			$S\% = 1,1$			$S\% = 1,2$		
		H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)	H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)	H_S (m)	T_S (s)	\bar{T} (s)
E1P2	11,2	0,021	0,623	0,480	0,023	0,642	0,528	0,022	0,703	0,553
E2P2	16,6	0,020	0,647	0,503	0,022	0,688	0,543	0,020	0,714	0,563
E3P2	21,9	0,019	0,657	0,509	0,021	0,700	0,556	0,020	0,743	0,557
E4P2	27,3	0,019	0,652	0,519	0,021	0,715	0,571	0,020	0,749	0,575
E5P2	32,6	0,018	0,655	0,507	0,020	0,684	0,555	0,019	0,745	0,566
E6P2	38,0	0,018	0,647	0,498	0,020	0,699	0,558	0,019	0,785	0,622



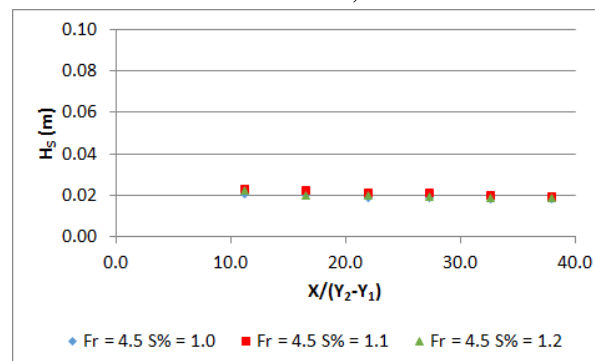
$Fr_1 = 2,0$



$Fr_1 = 2,5$



$Fr_1 = 3,2$



$Fr_1 = 4,5$

Figura 4.38 – Altura significativa (H_S) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

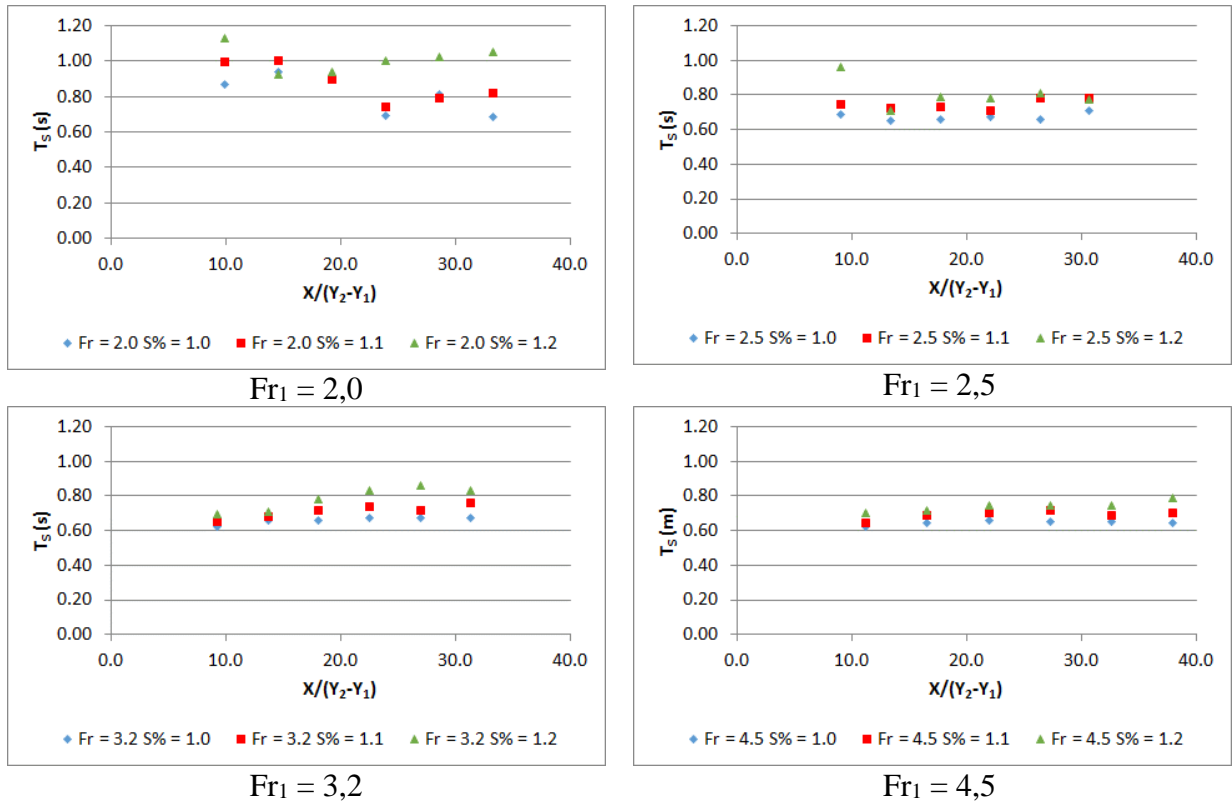


Figura 4.39 – Período significativo (T_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

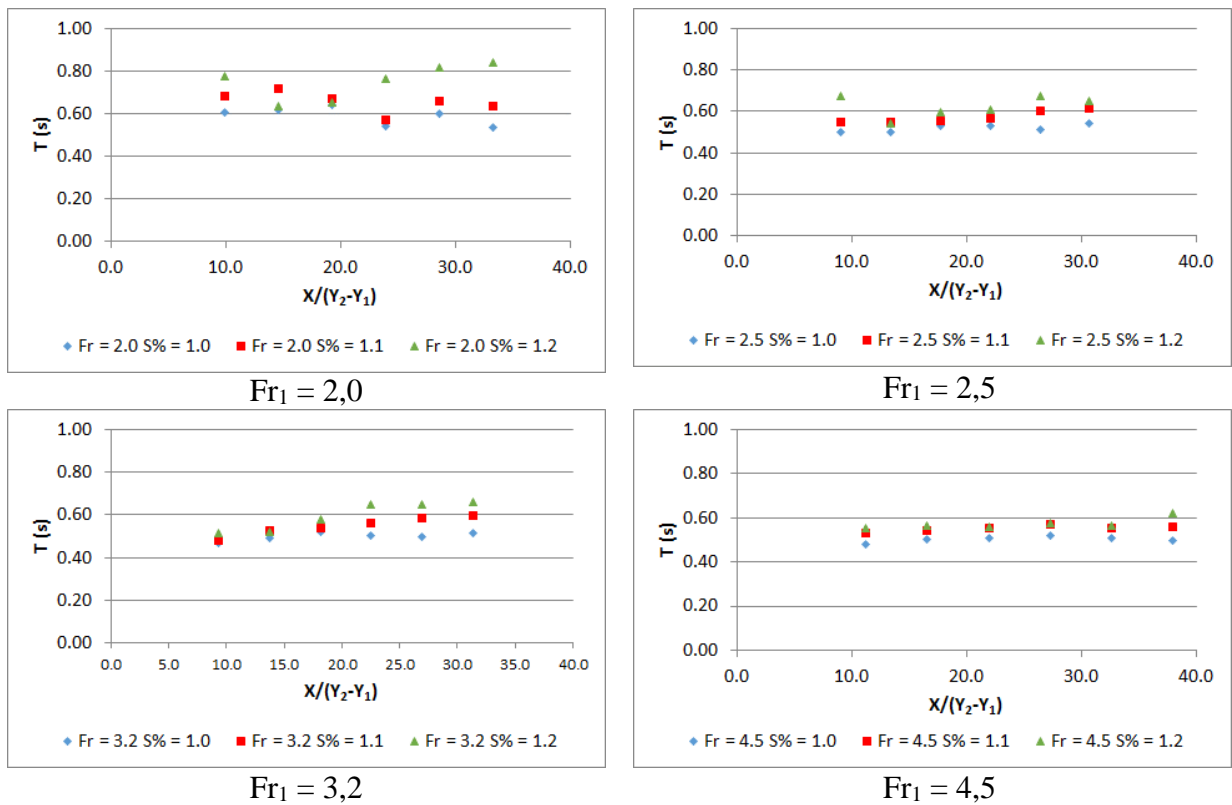


Figura 4.40 – Período médio (\bar{T}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo parcial.

Os valores da altura significativa da onda (H_s) apresentam uma tendência de atenuação à medida que as posições de medição se afastam da fonte geradora das oscilações da superfície, o ressalto hidráulico. Os valores de H_s diminuem em função do aumento do número de Froude, ou seja, com a diminuição da vazão específica. Não foi possível identificar uma relação clara entre os valores da altura significativa e o valor da submergência. ($S\%$). No entanto, para a posição de medição mais próxima ao término do ressalto hidráulico (E1P2), nos ensaios com $2,0 < Fr_1 < 3,2$, verifica-se um aumento de H_s em função do aumento da submergência (S).

Verificou-se que os períodos significativos (T_s) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,6 a 1,0s com algumas exceções para os ensaios com número de Froude igual a 2,0, onde foram verificados períodos superiores a 1,0s.

Existe pouca variação dos valores do período significativo em função da posição de medição. A maior variação percentual de um valor isolado com relação à média dos demais valores, em um mesmo ensaio, foi da ordem de 15%. Os valores de T_s não apresentaram variação significativa em função do número de Froude nos ensaios com $2,5 \leq Fr_1 \leq 4,5$. O ensaio com número de Froude = 2,0, apresentou valores de T_s maiores aos demais.

Os valores de período significativo T_s apresentaram a tendência de aumentarem com nível de submergência ($S\%$). Para um mesmo valor do número de Froude, foram verificadas diferenças da ordem 20% entre as médias dos valores de T_s em função da submergência.

Os valores de período médio (\bar{T}) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,4 a 0,8s com algumas exceções para os ensaios com número de Froude igual a 2,0, onde foram verificados períodos superiores a 0,8s.

Existe variação dos valores do período médio em função da posição de medição. A desvio de um valor isolado com relação à média, em um mesmo ensaio, foi da ordem de 15%. Os valores do período médio não apresentaram variação significativa em função do número de Froude nos ensaios com $2,5 \leq Fr_1 \leq 4,5$, O ensaio com número de Froude = 2,0, apresentou valores de período médio maiores que os demais.

O período médio não apresentou um padrão tão definido de variação com relação ao nível de submergência ($S\%$) se comparado ao verificado para o período significativo. Para um mesmo valor do número de Froude, foram verificadas diferenças da ordem 25% entre as médias dos valores de período médio em função da submergência.

Apesar de não ser esperado que o valores dos períodos sofram alteração em função da posição de medição, as variações verificadas nos valores de T_s e \bar{T} foram consideradas aceitáveis.

4.1.2.4 Modelo de conjunto da UHE Santo Antônio - escala 1:80

Os parâmetros de onda obtidos através dos ensaios realizados no modelo de conjunto foram calculados considerando o critério de 4 pontos na identificação de ondas na análise no domínio do tempo. Escolheu-se por aplicar apenas esse critério após as avaliações apresentadas no item 4.1.2.2 (Comparação entre as metodologias de análise de um registro de ondas).

Os parâmetros obtidos para o modelo de conjunto são apresentados nas tabelas e figuras a seguir.

Tabela 4.24 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,0$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% = 1,0			S _% = 1,1		
		H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)
E1P2	14,6	0,020	0,474	0,356	0,021	0,495	0,386
E2P2	23,9	0,017	0,475	0,355	0,017	0,515	0,420
E3P2	33,3	0,017	0,490	0,371	0,015	0,542	0,409
E4P2	75,1	0,015	0,619	0,435	0,012	0,573	0,405
E5P2	133,9	0,016	0,574	0,544	0,011	0,532	0,520
E6P2	168,3	0,008	0,602	0,548	0,012	0,530	0,494

Tabela 4.25 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 2,5$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% = 1,0			S _% = 1,1			S _% = 1,2		
		H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)
E1P2	13,4	0,019	0,483	0,366	0,017	0,518	0,385	0,017	0,568	0,436
E2P2	22,1	0,017	0,536	0,389	0,015	0,544	0,400	0,015	0,580	0,468
E3P2	30,7	0,017	0,531	0,398	0,016	0,566	0,433	0,016	0,589	0,477
E4P2	69,3	0,013	0,585	0,424	0,012	0,566	0,419	0,010	0,639	0,441
E5P2	123,5	0,015	0,515	0,477	0,011	0,515	0,472	0,010	0,588	0,571
E6P2	155,3	0,011	0,551	0,494	0,010	0,571	0,517	0,007	0,571	0,539

Tabela 4.26 – Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto com $Fr_1 = 3,2$.

Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	S _% = 1,0			S _% = 1,1			S _% = 1,2		
		H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)	H _s (m)	T _s (s)	\bar{T} (s)
E1P2	13,7	0,017	0,534	0,399	0,016	0,555	0,423	0,015	0,580	0,453
E2P2	22,5	0,015	0,528	0,398	0,016	0,584	0,455	0,013	0,607	0,458
E3P2	31,4	0,014	0,539	0,414	0,015	0,609	0,461	0,013	0,641	0,468
E4P2	70,7	0,012	0,610	0,459	0,012	0,612	0,439	0,009	0,602	0,433
E5P2	126,1	0,014	0,507	0,472	0,011	0,533	0,469	0,007	0,609	0,563
E6P2	158,5	0,008	0,547	0,489	0,009	0,583	0,521	0,007	0,680	0,652

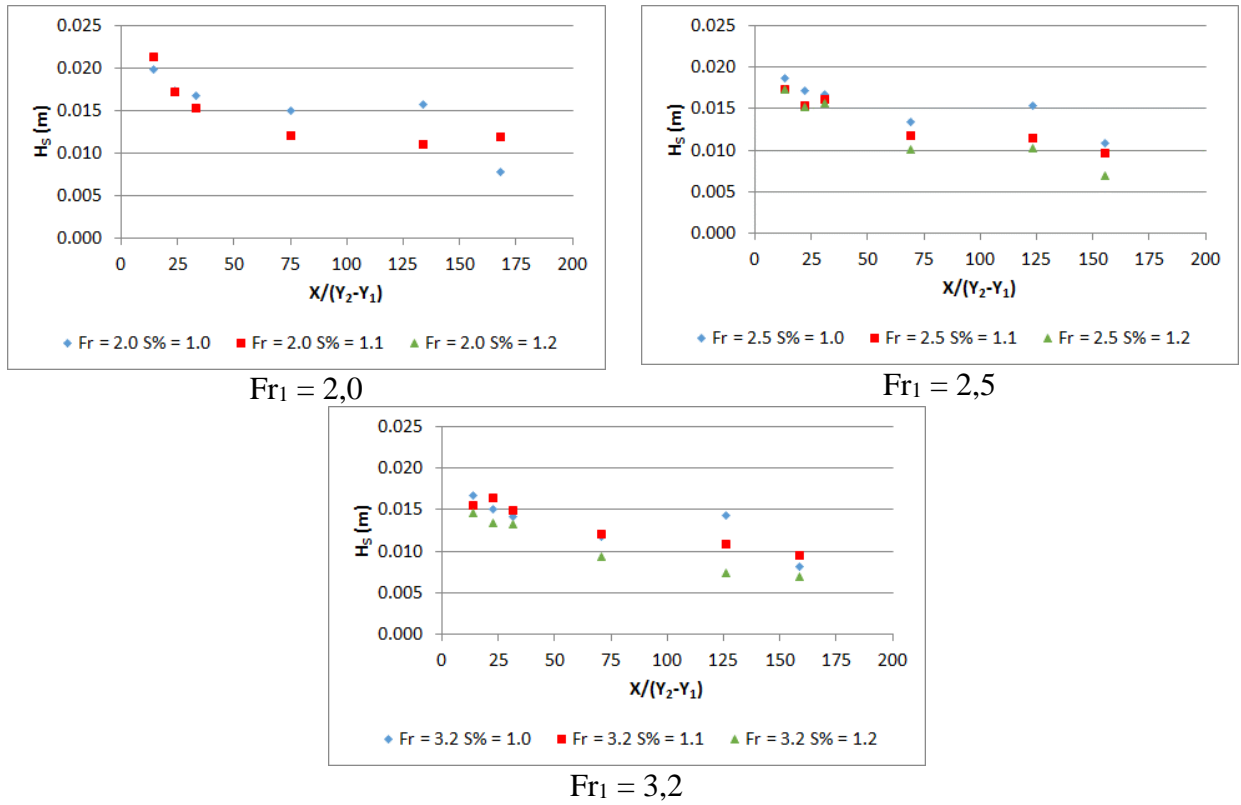


Figura 4.41 – Altura significativa (H_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.

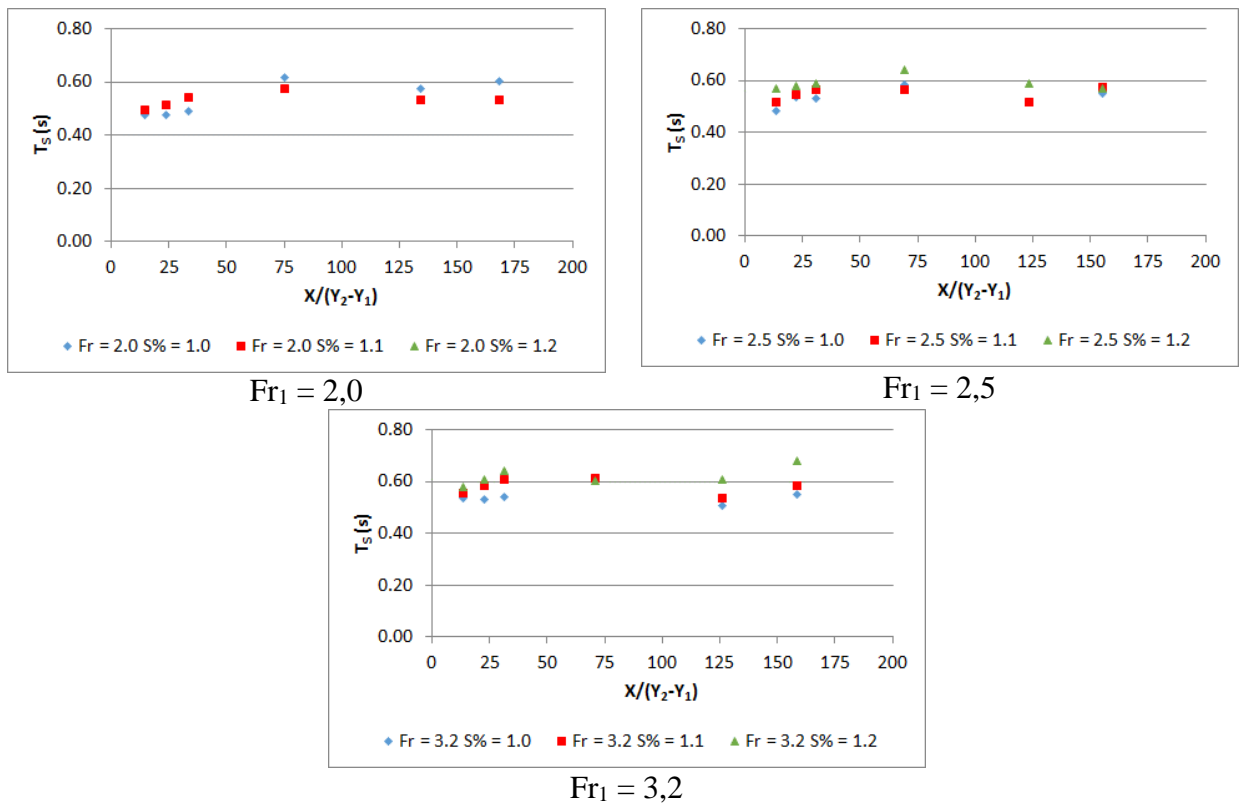


Figura 4.42 – Período significativo (T_s) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.

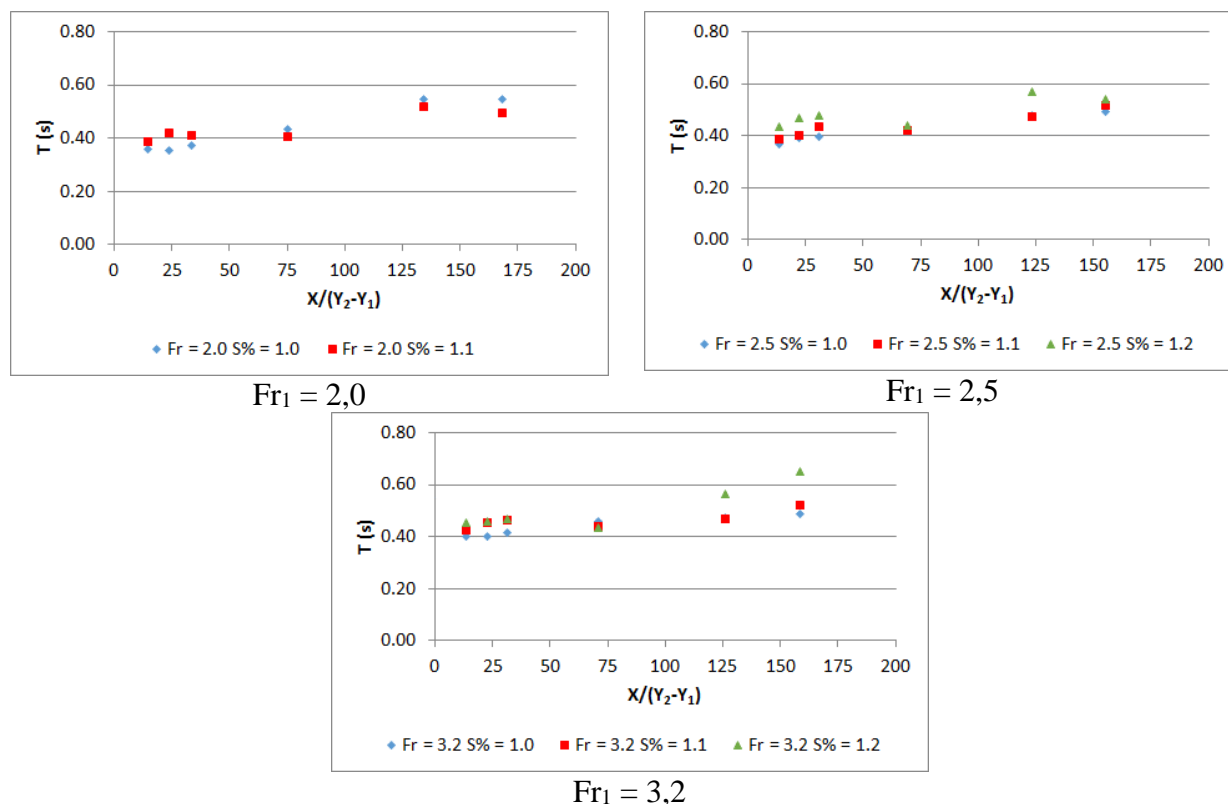


Figura 4.43 – Período médio (\bar{T}) em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$, ensaios realizados no modelo de conjunto.

Os valores da altura significativa da onda (H_s) apresentam uma tendência de atenuação à medida que se afastam da fonte geradora, o ressalto hidráulico. Verificou-se uma diminuição de 42% entre a média dos valores de altura significativa (H_s) medidos na proximidade do final do canal de restituição (posição P3) e os verificados junto à margem direita (posição P6).

Os valores de H_s diminuem em função do aumento do número de Froude, ou seja, com a diminuição da vazão específica. Na maioria das posições de medição, os valores de H_s diminuem com o aumento da submergência ($S\%$).

Verificou-se que os períodos significativos (T_s) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,4 a 0,7s. Existe alguma variação dos valores do período significativos em função da posição de medição, mas sem apresentar uma tendência. A maior variação percentual de um valor isolado com relação à média dos demais valores, em um mesmo ensaio, foi da ordem de 15%.

Os períodos significativos apresentaram praticamente os mesmos valores em função do número de Froude.

Para as posições de medição P1, P2 e P3, posições no interior do canal de restituição, os valores de período significativo apresentaram a tendência de aumentar com o aumento do nível de submergência.

Não foi possível identificar um padrão de variação do período significativo T_S com relação ao nível de submergência ($S\%$) para as medições realizadas em P4, P5 e P6. No entanto, para um mesmo valor do número de Froude, foram verificadas diferenças máximas da ordem 15% entre as médias dos valores de T_S em função da submergência.

Os valores de período médio (\bar{T}) variam, majoritariamente, entre valores da ordem de 0,35 a 0,65s. Os valores de período médio apresentaram variação em função da posição de medição. A maior variação percentual de um valor isolado com relação à média dos demais valores, para um mesmo ensaio, foi da ordem de 25%.

Para as posições de medição P1, P2 e P3, posições no interior do canal de restituição, os valores de período médio apresentaram a tendência de aumentar com o aumento do nível de submergência.

Não foi possível identificar um padrão de variação do período médio (\bar{T}) com relação ao nível de submergência ($S\%$) para as medições realizadas em P4, P5 e P6. Para um mesmo valor do número de Froude, foram verificadas diferenças máximas da ordem 15% entre as médias dos valores de T_S em função da submergência.

Apesar de não ser esperado que os valores dos períodos sofram alteração em função da posição de medição, as variações verificadas nos valores de T_S e \bar{T} foram consideradas aceitáveis.

4.1.3 Comentário sobre os critérios para contagem e análise do registro de ondas

Através dos resultados apresentados nos itens anteriores foi possível avaliar a sensibilidade dos métodos e critérios propostos para as análises no domínio da frequência e no domínio do tempo.

Foi verificado que os valores da altura significativa determinados pela análise no domínio do tempo (H_S) são bastante próximos aos valores obtidos pela análise no domínio da frequência (H_{m0}). Os valores de H_S aumentam e tendem a convergir para um mesmo valor à medida que se amplia o número de pontos utilizados na identificação e contagem de ondas, o que leva a crer que um aumento adicional do número de pontos não apresentaria resultados significativamente diferentes dos já obtidos.

Com relação ao período significativo (T_S) e o período médio (\bar{T}), também se verifica que os valores aumentam à medida que pontos adicionais são utilizados para determinar o número de ondas do registro.

O aumento nos valores de H_s , T_s e \bar{T} é esperado à medida que ocorre uma diminuição do total de ondas contadas. A própria definição desses parâmetros explica o que foi verificado nas avaliações apresentadas.

O método de análise no domínio do tempo é sensível a oscilações muito pequenas no nível de água e que podem ocorrer no registro de ondas. O critério de 2 pontos considera todas as oscilações que cruzam pelo valor médio como ondas propriamente ditas. Este critério pode gerar valores baixos e inesperados para os parâmetros, tal como verificado para os ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5. Endres e Capitão (2010) alertam para esta possibilidade quando abordam a análise no domínio do tempo em suas conclusões.

A análise no domínio da frequência considera todas as pequenas oscilações existentes no sinal ao fornecer resultados para os parâmetros H_{m0} , T_p e T_{02} . Comparada à análise no domínio do tempo, a análise espectral não requer, por parte do analista, a escolha de um critério de identificação. No entanto, as avaliações realizadas mostraram que, em alguns casos, pode ser necessário aplicar filtros com o objetivo de eliminar efeitos não atribuídos ao fenômeno físico estudado e que se manifestam em frequências mais elevadas.

O parâmetro T_{02} é sensível à presença de componentes de densidade de energia em frequências mais altas. Isto ficou evidente nos ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5 realizados no modelo parcial.

4.2 AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DAS TEORIAS CLÁSSICAS DESCRITIVAS DE ONDAS

4.2.1 Determinação do comprimento e da celeridade das ondas

Além dos parâmetros de altura e período, outras grandezas característica são importantes para a descrição de ondas, sendo elas: o comprimento (L) e a celeridade (C). O comprimento da onda é comumente descrito como a distância entre dois cavados ou duas cristas consecutivas. Já a celeridade é a velocidade com que a onda se propaga. O comprimento e a celeridade da onda estão diretamente relacionados ao período através da equação de dispersão (Equação 2.25).

O objetivo deste item é avaliar se os parâmetros característicos das flutuações do nível de água formadas a jusante de um ressalto hidráulico com baixo número de Froude se adequam às teorias clássicas descritivas de ondas. Para verificar essa hipótese, serão determinados os

comprimentos e celeridades das ondas através de dois métodos, conforme realizado por Gomes (2018).

Primeiramente, os comprimentos e celeridade das ondas serão calculados através equação de dispersão a partir dos parâmetros obtidos pelas análises no domínio do tempo e no domínio da frequência. Os valores de comprimento e celeridade obtidos pela equação de dispersão serão aqui denominados comprimentos e celeridades teóricas.

Estes resultados serão comparados com os parâmetros de comprimento e celeridade obtidos através da estimativa do tempo de propagação das ondas entre duas posições de medição. Estas estimativas foram realizadas a partir da determinação da correlação cruzada entre dois registros de medição de nível de água. Os valores de comprimentos e celeridades obtidos por esse método serão aqui denominados comprimentos e celeridades observados.

Os ensaios realizados para este estudo apresentam escoamentos com velocidades de corrente significativas. Conforme Gabriel e Hedges (1986) e Neves e Dias (2013) a presença de velocidades tem influência sobre os parâmetros característicos das ondas e a equação de dispersão deve levar em consideração o efeito Doppler devido à corrente, de acordo com diferentes formulações, conforme Equações 2.38 a 2.41.

Para a determinação dos valores do comprimento e celeridade da onda a partir da equação de dispersão foi necessário verificar a adequação dos perfis de velocidades do escoamento medidos nos ensaios aos quatro tipos de perfis de velocidades apresentados por Neves e Dias (2013).

Os perfis de velocidade medidos em ensaios realizados no modelo parcial, em uma posição intermediária entre E4P2 e E5P2, são apresentados na Figura 4.44 em função do número de Froude do escoamento. Os perfis de velocidades foram determinados para os ensaios com ressalto hidráulico com submergência $S = 1,0$. As medições de velocidade foram realizadas com um micromolinete alinhado com o eixo do canal de ensaios. Foram obtidas apenas as velocidades no sentido do escoamento, visto que as velocidades transversais possuem magnitudes muito inferiores à velocidade longitudinal.

Pela análise da Figura 4.44, os perfis de velocidades foram considerados como do tipo “corrente com vorticidade constante”, segundo apresentado por Neves e Dias (2013). Essa situação levou ao emprego da Equação 2.46 para a representação do efeito Doppler sobre a equação de dispersão, rerepresentada a seguir (Equação 4.1).

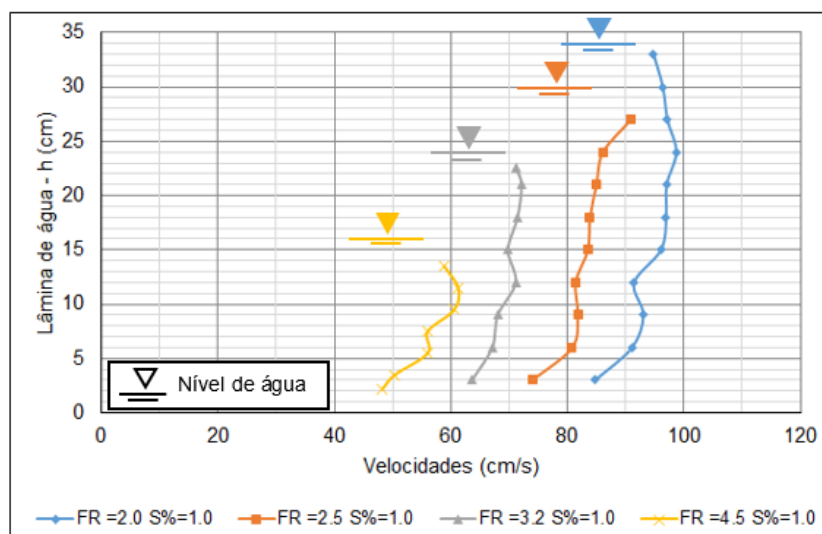


Figura 4.44 – Perfil de velocidades para os ensaios com ressalto hidráulico livre medidos em uma posição intermediária entre E4P2 e E5P2.

$$(\omega_a - kU_s)^2 = \{gk - \Omega_0[\omega - kU_s]\} \tanh(kh) \quad 4.1$$

h = profundidade;

k = número de onda, $2\pi/L$;

ω_a = frequência angular absoluta da onda, $2\pi/T$;

L = comprimento de onda;

T = período da onda;

U_s = velocidade do escoamento na superfície (m/s) e definida por $U_s = U_0 + \Omega_0 h$;

U_0 = velocidade do escoamento no fundo do canal;

Ω_0 = vorticidade do escoamento.

A Tabela 4.27 apresenta os resultados obtidos para o comprimento de onda teórico (L) de acordo com o número de Froude e do valor do período da onda (T). Para o cálculo dos comprimentos de onda foram utilizados os valores dos períodos significativo (T_s) e médio (\bar{T}) obtidos pela análise no domínio do tempo e, dos períodos de pico (T_p) e médio (T_{02}) obtidos pela análise no domínio de frequência.

Os valores dos períodos apresentados na tabela Tabela 4.27 são médias dos valores referentes às posições E4P2 e E5P2, visto que a medição de velocidade foi realizada em uma seção intermediária a estas posições.

Tabela 4.27 – Determinação do comprimento de onda através da equação de dispersão.

Fr ₁	S _%	h	U ₀	U _S	T _s	L _s	\bar{T}	\bar{L}	T _P	L _P	T ₀₂	L ₀₂
-	-	(m)	(m/s)	(m/s)	(s)	(m)	(s)	(m)	(s)	(m)	(s)	(m)
2,0	1,0	0,34	0,85	0,95	0,75	1,85	0,57	1,31	0,64	1,52	0,48	1,04
2,5	1,0	0,30	0,74	0,91	0,67	1,51	0,52	1,11	0,69	1,56	0,49	1,04
3,2	1,0	0,24	0,64	0,71	0,67	1,34	0,50	0,92	0,64	1,26	0,50	0,92
4,5	1,0	0,16	0,48	0,59	0,65	1,08	0,51	0,81	0,64	1,06	0,50	0,80

A partir dos valores dos comprimentos de onda teóricos apresentados na Tabela 4.27 foram determinados os valores de celeridade teórica. Estes valores são apresentados na Tabela 4.29 em conjunto com os valores de celeridade observada (C_{OBS}).

Para a determinação dos valores de celeridade observada foi estimado o tempo em que a onda se propaga, através dos instantes de tempo em que ocorrem os máximos valores da correlação cruzada entre os registros de flutuação do nível de água medidos em duas posições com distância conhecida entre elas. Utilizou-se para a estimativa da celeridade das ondas os valores de flutuação de níveis de água medidos simultaneamente nas sondas capacitivas instaladas nas posições E4P2 e E5P2, próximos à posição de medição do perfil de velocidades.

A correlação cruzada é uma medida de similaridade entre os sinais, a Figura 4.45 apresenta a relação entre o coeficiente de correlação (ordenadas) e da defasagem entre os sinais (abscissas).

No caso das medições de flutuação do nível de água, a correlação cruzada descreve a relação geral entre os sinais medidos na sonda localizada em E5P2, em um determinado instante, e os dados da sonda posicionada em E4P2, a montante.

Onde há um valor máximo positivo no eixo das ordenadas, este corresponde ao tempo em que uma oscilação de nível de montante se propaga até a posição de jusante. Onde ocorre um mínimo (negativo), este corresponde ao tempo para a chegada da oscilação com 180 graus de defasagem, exemplo um cavado com relação a uma crista.

A direita do eixo das ordenadas (valores positivos do eixo das abscissas) estão os valores de correlação no sentido de propagação da onda e, também, do escoamento (de montante para jusante), de E4P2 para E5P2. A esquerda do eixo das ordenadas (valores negativos do eixo das abscissas) estão os valores do coeficiente de correlação no sentido inverso, dos dados de E5P2 para E4P2, de jusante para montante. Sob o ponto de vista da análise realizada, essas correlações apresentam valores sem significado físico na interpretação, visto que o sentido de propagação do escoamento é de montante para jusante.

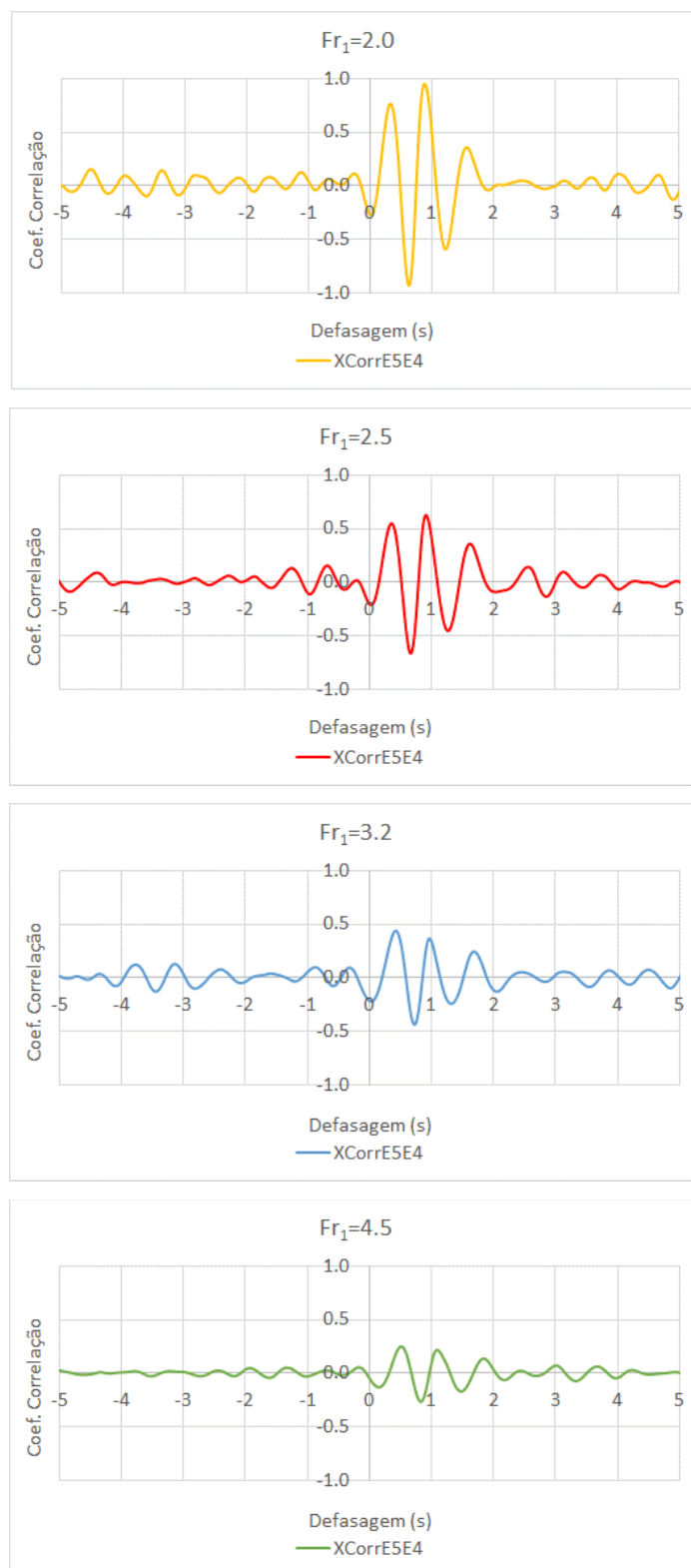


Figura 4.45 – Correlações cruzada entre as posições E4P2 e E5P2 para o ensaio realizados no modelo parcial com submergência $S_{\%} = 1,0$.

Verifica-se nos gráficos referentes às correlações cruzadas (Figura 4.45) a existência de picos de valores positivos em três defasagens distintas, sendo que os dois primeiros picos apresentam valores de correlação da mesma ordem de grandeza. Foram realizadas avaliações

das filmagens dos ensaios acompanhando quadro a quadro os deslocamentos de cristas e de cavados, estas avaliações indicaram que as defasagens referentes ao segundo pico representam intervalos de tempo demasiadamente grandes e sem correspondência com a análise visual. Desta forma, os valores referentes aos primeiros picos de correlação são representativos do tempo médio de propagação (t) de uma oscilação da superfície livre entre as duas posições de medição.

A Tabela 4.28 apresenta os valores de defasagem (t), seus respectivos coeficientes de correlação e a celeridade observada para as ondas (C_{OBS}). A distância entre as duas posições de medição de flutuação de níveis de água escolhidas para essa avaliação é igual a 1,0 m, conforme Figura 3.8.

Tabela 4.28 – Determinação da celeridade observada a partir da correlação cruzada.

Froude	$S\%$	h	t	Distância	Coeficiente Correlação	C_{OBS}
-	-	(m)	(s)	(m)		(m/s)
2,00	1,00	0,34	0,33	1,0	0,76	3,03
2,50	1,00	0,30	0,36	1,0	0,62	2,78
3,20	1,00	0,24	0,43	1,0	0,44	2,33
4,50	1,00	0,16	0,52	1,0	0,25	1,92

A Tabela 4.29 apresenta a comparação entre os valores de celeridade observada e celeridade teórica calculados a partir dos valores de períodos T_s , \bar{T} , T_P e T_{02} .

Tabela 4.29 – Comparação entre os valores de celeridade teórica e observada.

Froude	$S\%$	h	C_{OBS}	C_s	\bar{C}	C_P	C_{02}
-	-	(m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
2,00	1,00	0,34	3,03	2,46	2,30	2,37	2,18
2,50	1,00	0,30	2,78	2,26	2,14	2,28	2,10
3,20	1,00	0,24	2,33	1,98	1,85	1,96	1,85
4,50	1,00	0,16	1,92	1,66	1,59	1,65	1,58

Verificou-se, pelos resultados da Tabela 4.29, que as celeridades estimadas através do período significativo (C_s) e período de pico (C_P) apresentam os resultados mais próximos aos valores de celeridade observada (C_{OBS}). As diferenças médias entre os valores de C_s , \bar{C} , C_P e C_{02} com relação a C_{OBS} foram, respectivamente, 16%, 21%, 17% e 23%.

As diferenças entre os valores de celeridade observada e teórica possuem uma relação inversamente proporcional ao número de Froude. A Figura 4.46 apresenta as diferenças

encontradas entre C_{OBS} com relação aos quatro critérios de definição da celeridade teórica (C_{TEOR}) em função do número de Froude no início do ressalto hidráulico.

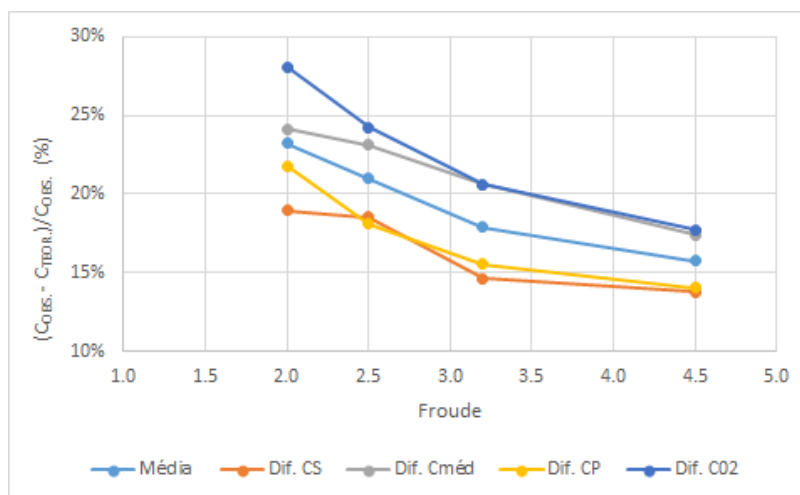


Figura 4.46 – Diferenças entre a celeridade observada e celeridade teórica em função do número de Froude.

Gomes (2018) relatou diferenças máximas entre 11% e 27% para medições realizadas a jusante de ressalto hidráulico com números de Froude variando entre 6,9 e 7,4. Os ressalto hidráulico estudados pela autora foram formados a jusante de um vertedouro em degraus. Gomes (2018) também verificou que os resultados da celeridade teórica calculada a partir do período significativo (T_s) apresentam os valores mais próximos ao da celeridade observada.

A proximidade entre os valores de celeridade teórica e celeridade observada é uma indicação que as teorias clássicas descritivas das ondas podem ser aplicadas ao caso estudado.

4.2.2 Determinação da profundidade relativa

A partir dos valores de comprimentos de ondas (L) e da profundidade do escoamento (h) foi possível determinar a profundidade relativa (h/L) e avaliar se existe influência do fundo do canal sobre as características das ondas. Através da profundidade relativa, a condição de propagação das ondas é classificada em: águas rasas ($h/L < 0,05$), águas intermediárias ($0,05 \leq h/L \leq 0,50$) ou águas profundas: $h/L > 0,50$.

A determinação da profundidade relativa foi realizada considerando os comprimentos de onda associados aos períodos significativo e de pico, pois estes apresentaram os resultados mais próximos com relação à celeridade observada, conforme Figura 4.46.

A Tabela 4.30 apresenta os valores de profundidade relativa determinados a partir dos comprimentos de onda teóricos relacionados aos períodos significativo e de pico para os dados referentes ao ressalto hidráulico com $S = 1,0$ nos ensaios realizados no modelo parcial.

Tabela 4.30 – Determinação das profundidades relativas para os dados do modelo parcial.

Froude	h	L_S	L_P	h/L_S	h/L_P	Profundidade Relativa
-	(m)	(m)	(m)	-	-	
2,0	0,34	1,85	1,52	0,19	0,23	Intermediária
2,5	0,30	1,51	1,56	0,20	0,19	Intermediária
3,2	0,24	1,34	1,26	0,18	0,19	Intermediária
4,5	0,16	1,08	1,06	0,15	0,15	Intermediária

Pelos resultados apresentados na Tabela 4.30 verifica-se que os valores de profundidade relativa se encontram entre 0,05 e 0,50, sendo assim, os ensaios realizados no modelo parcial estariam na condição águas intermediárias. Nessa condição as ondas verificadas a jusante do ressalto hidráulico já estariam influenciadas pela proximidade do fundo do canal.

Os dados apresentados na Tabela 4.30 referem-se à condição de ressalto hidráulico com o menor nível de submergência, correspondente ao nível de jusante obtido através da curva-chave do protótipo. As condições de ressalto hidráulico com níveis de submergência superiores (sobrelevações de 10% e 20%), não possuem valores de profundidade (h) suficientes para que ocorram escoamentos em água profundas.

Não foi possível realizar a avaliação da influência do fundo do canal sobre os parâmetros de ondas para níveis de jusante inferiores aos referentes à curva-chave do protótipo. As características do canal de ensaio não permitiram a formação de ressaltos hidráulicos contidos na bacia de dissipação e, por vezes nem mesmo na região respectiva ao canal de restituição.

4.2.3 Definição das teorias clássicas de onda representativas para os dados deste estudo

A avaliação da aplicabilidade das teorias clássicas foi realizada utilizando-se ao gráfico proposto por de Le Méhauté (1976). Para tanto, os parâmetros de altura (H_S e H_{m0}) e período (T_S e T_p) determinados através da análise no domínio do tempo e no domínio da frequência foram adimensionalizados segundo as expressões a seguir:

$$H_S/gT_S^2 \quad ; \quad H_{m0}/gT_p^2 \quad 4.2$$

$$h/gT_S^2 \quad ; \quad h/gT_p^2 \quad 4.3$$

Onde: “h” é a profundidade média do escoamento (m) e “g” é a aceleração da gravidade (m/s²).

Esta avaliação foi realizada para todos os ensaios realizados no modelo parcial e de conjunto. Os dados referentes ao modelo parcial (escala 1:50) são apresentados na Figura 4.47. Já a Figura 4.48 apresenta os resultados para o modelo de conjunto (escala 1:80).

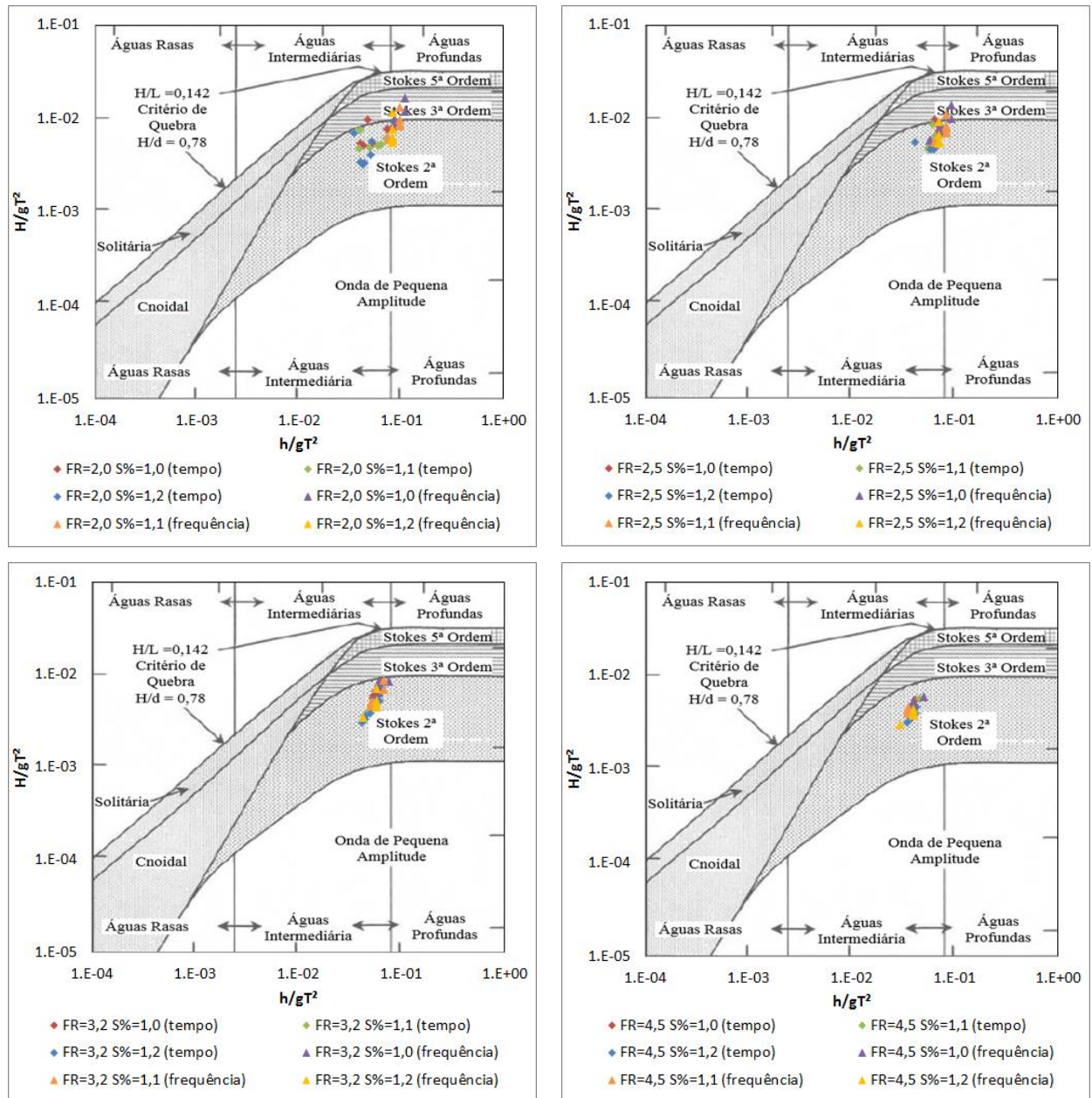


Figura 4.47 – Classificação da teoria das ondas para os dados de flutuações de níveis gerados a jusante de um ressalto hidráulico em ensaios realizados no modelo parcial.

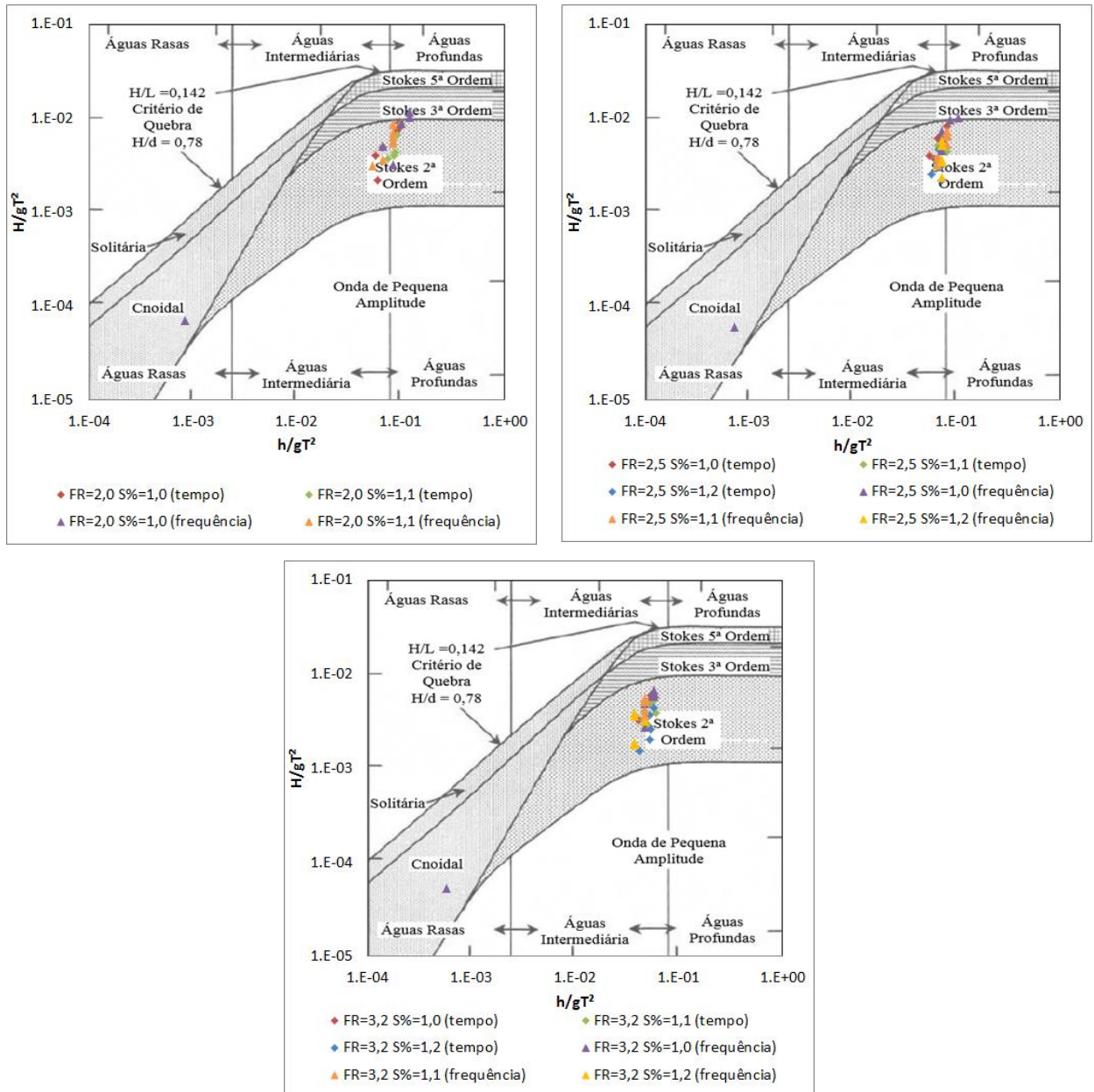


Figura 4.48 – Classificação da teoria das ondas para os dados de flutuações de níveis gerados a jusante de um ressalto hidráulico em ensaios realizados no modelo de conjunto.

Avaliando as figuras apresentadas, verifica-se que as ondas formadas a jusante do ressalto hidráulico podem ser classificadas dentro da Teoria de Stokes 2ª Ordem. Em algumas posições de medição, notadamente para os ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, a relação dos adimensionais levou a uma caracterização como Stokes de 3ª Ordem.

Nota-se, também, que existem pontos referentes aos ensaios com número de Froude iguais a 2,0 e 2,5 e, principalmente, cujos parâmetros foram determinados através da análise no domínio da frequência, indicando a classificação de ondas se propagando em águas profundas ($h/L > 0,50$). No item 4.2.2 (Determinação da profundidade relativa), o cálculo da profundidade

relativa indicou uma condição de propagação em águas intermediárias ($0,05 < h/L < 0,50$). Essa diferença ocorre devido a presença de corrente no sentido de propagação da onda. Segundo Dalrymple e Cox (1976), Neves e Dias (2013) entre outros, a presença de corrente com mesmo sentido de propagação das ondas faz com que os comprimentos de onda sejam aumentados, fazendo com que a profundidade relativa diminua, o que levou à identificação de uma condição de propagação em águas intermediárias.

No que diz respeito ao modelo de conjunto, considerando a condição de ressalto hidráulico com níveis de jusante iguais ao da curva chave do protótipo ($S_{\%} = 1,0$) e dados provenientes da análise no domínio da frequência, os resultados referentes à posição de medição P4 indicaram uma classificação de ondas Cnoidal em águas rasas. Este resultado é visivelmente discrepante dos demais. Conforme apresentado no item 4.1.1 (Análise no domínio da frequência - análise espectral), mais precisamente em seu subitem 4.1.1.3 (Modelo de conjunto da Usina Hidrelétrica de Santo Antônio - escala 1:80), foram verificadas componentes de energia associada a flutuação de níveis de água em frequências inferiores a 1Hz, o que levaram a um período de pico (T_P) bastante superior ao verificado nas demais posições de medição.

A utilização de um valor elevado de período de pico (T_P) levou à determinação de valores pequenos para os adimensionais utilizados na definição da teoria clássica representativa das ondas, resultando em uma classificação de ondas como Cnoidal.

No entanto, conforme citado em 4.1.1.3, também foram verificados componentes significativos de energia associados a frequências que se aproximam das frequências de pico observadas nas posições P1, P2 e P3. Como é de se esperar, pois as flutuações de nível compartilham a mesma principal fonte geradora. Se forem considerados esses valores de frequência, a classificação resultaria Stokes de 2ª Ordem.

A classificação como Stokes de 2ª está de acordo com os resultados obtidos por Gomes (2018), em sua análise sobre as oscilações da superfície livre geradas por um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus.

4.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS PARCIAIS E DE CONJUNTO

O objetivo de deste item é avaliar as diferenças atribuídas à escala e a efeitos devido às características dos modelos parcial e de conjunto nas medições de flutuações de nível de água. As avaliações que serão apresentadas a seguir foram realizadas para os parâmetros

característicos das ondas determinados a partir da análise no domínio do tempo (H_s , T_s e \bar{T}) e da análise no domínio da frequência (H_{m0} , T_p e T_{02}).

As avaliações dos parâmetros característicos das ondas foram realizadas considerando as grandezas em escala de protótipo, respeitando o critério de semelhança com relação ao número de Froude.

Não foi possível avaliar a magnitude dos efeitos de escala para os dados obtidos nos modelos, pois não se dispõe de medições realizadas em protótipo. No entanto, a comparação entre os resultados pode ser útil a futuros estudos sobre o tema, visto que, por muitas vezes, os pesquisadores contam com recursos e informações limitados e necessitam transferir seus resultados para a situação de protótipo.

As medições realizadas nos modelos parcial e de conjunto contaram com três posições que compartilharam as mesmas distâncias, em escala, com relação à estrutura do vertedouro e, desta forma, também com relação ao início do ressalto hidráulico. As posições que possuem equivalência nos modelos parcial e de conjunto são apresentadas na Tabela 4.31. Nesta tabela, o início do trecho plano da bacia de dissipação foi considerado como referência para a posição de início do ressalto. As posições de medição de flutuações de níveis de água foram apresentadas na Figura 3.8 e Figura 3.9, respectivamente para o modelo parcial (escala 1:50) e modelo de conjunto (escala 1:80).

Tabela 4.31 – Posições de medição equivalentes entre o modelo parcial e de conjunto.

Modelo (escala)		Posição adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$			
Parcial (1:50)	Conjunto (1:80)	Fr = 2,0	Fr = 2,5	Fr = 3,2	Fr = 4,5
E2P2	P1	14,6	13,4	13,7	16,6
E4P2	P2	23,9	22,1	22,5	27,3
E6P2	P3	33,3	30,7	31,4	38,00

4.3.1 Avaliação da altura significativa

As figuras a seguir apresentam os valores do parâmetro altura significativa das ondas obtidas a partir dos ensaios realizados nos modelos parcial e de conjunto. Na Figura 4.49 são apresentadas as comparações realizadas para os valores de H_{m0} obtidos através da análise no domínio da frequência. As comparações entre os valores de H_s , obtidos através da análise no domínio do tempo, são apresentadas na Figura 4.50. A posição de medição P3 do modelo de conjunto equivale a última posição de medição de flutuação de nível de água do modelo parcial, os resultados das seis posições de medição no modelo parcial serão apresentados nas figuras a seguir.

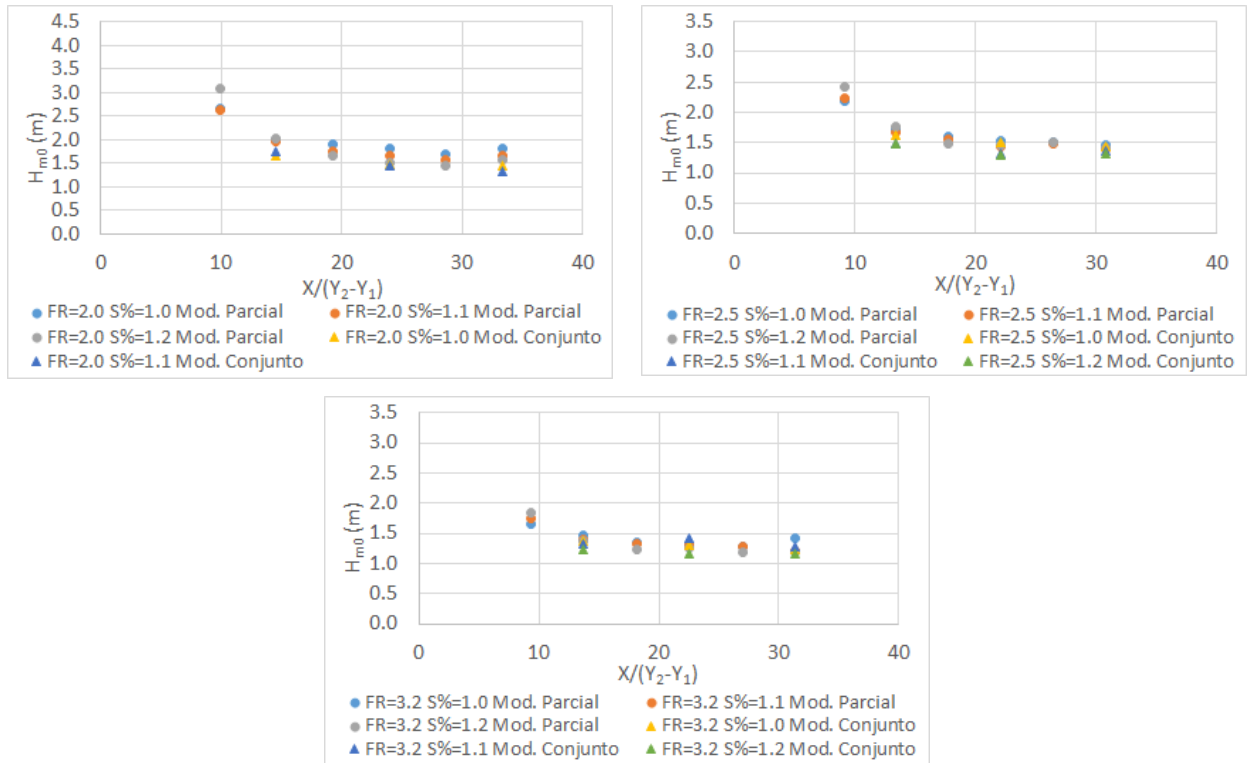


Figura 4.49 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de altura significativa (H_{m0}) obtidos pela análise no domínio da frequência.

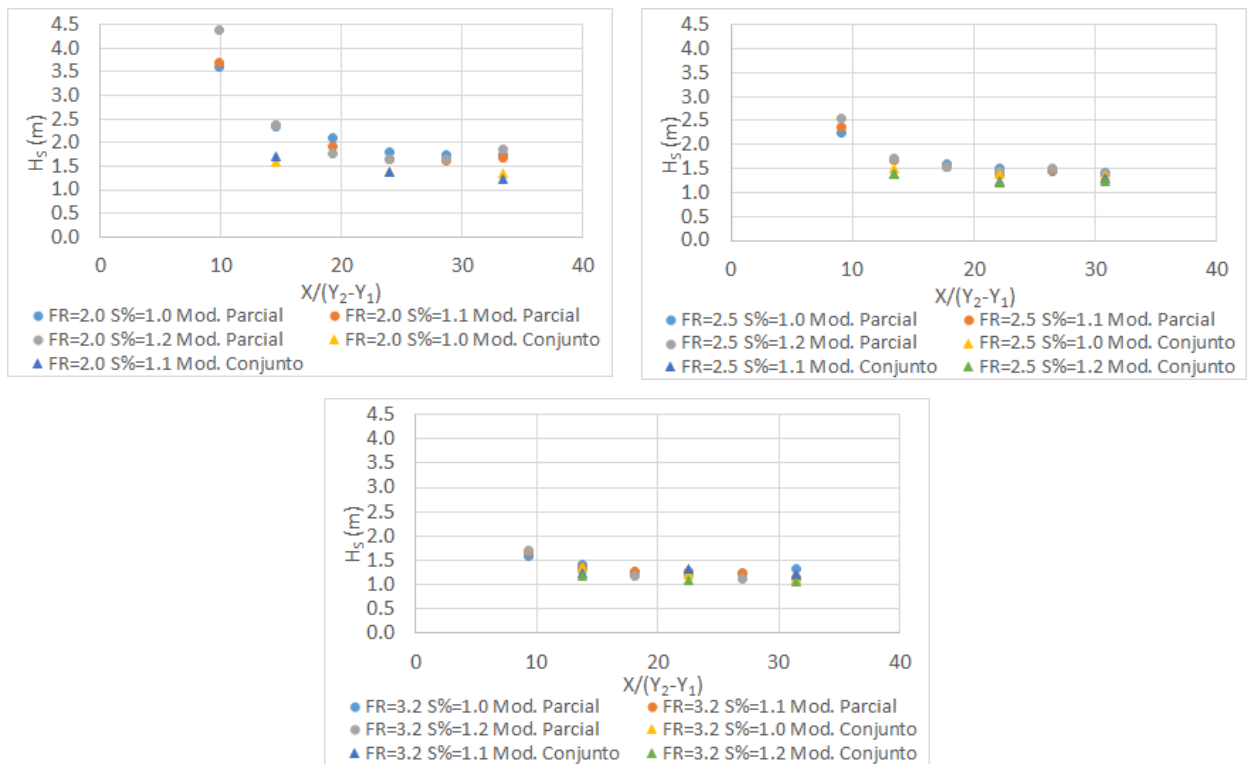


Figura 4.50 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de altura significativa (H_s) obtidos pela análise no domínio do tempo.

As diferenças com relação à altura significativa da onda, na comparação entre o modelo parcial e o modelo de conjunto, determinadas tanto pela análise no domínio do tempo como no domínio da frequência, tendem a diminuir com o aumento do número de Froude. Os resultados obtidos através dos ensaios no modelo de conjunto apresentam valores inferiores aos verificados no modelo parcial para a grande maioria dos casos.

Verifica-se também que os valores de altura significativa determinados através da análise no domínio do tempo apresentam diferenças maiores que as verificadas pelos dados obtidos através da análise no domínio da frequência.

A Tabelas 4.32 a 4.34 apresentam as diferenças entre os valores do modelo de conjunto e do modelo parcial para as alturas significativas (H_S e H_{m0}). Verifica-se que com o aumento do número de Froude os valores das diferenças entre os dois modelos (ΔH) diminuem.

$$\Delta H = \frac{H_{Mod.Conjunto} - H_{Mod.Parcial}}{H_{Mod.Parcial}} \quad 4.4$$

Tabela 4.32 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 2,0.

	Análise no domínio da frequência		Análise no domínio do tempo	
	Diferenças com relação a H_{m0} (m)		Diferenças com relação a H_S (m)	
$X/(Y_2 - Y_1)$	$S_{\%}=1,0$	$S_{\%}=1,1$	$S_{\%}=1,0$	$S_{\%}=1,1$
10,60	-16,10%	-11,07%	-32,07%	-28,34%
17,40	-17,27%	-13,51%	-22,87%	-17,00%
24,20	-19,59%	-21,27%	-22,45%	-27,07%
Dif. Média	-16,47%		-24,97%	

Tabela 4.33 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 2,5.

	Análise no domínio da frequência			Análise no domínio do tempo		
	Diferenças com relação a H_{m0} (m)			Diferenças com relação a H_S (m)		
$X/(Y_2 - Y_1)$	$S_{\%}=1,0$	$S_{\%}=1,1$	$S_{\%}=1,2$	$S_{\%}=1,0$	$S_{\%}=1,1$	$S_{\%}=1,2$
10,80	-5,15%	-10,87%	-15,94%	-10,98%	-17,57%	-19,74%
17,80	-1,70%	-8,79%	-11,96%	-8,08%	-12,23%	-15,15%
24,70	-2,17%	-1,85%	-6,70%	-5,54%	-7,25%	-9,47%
Dif. Média	-7,24%			-11,78%		

Tabela 4.34 – Diferenças entre as alturas significativas medidas nos modelos parcial e de conjunto para os ensaios com número de Froude = 3,2.

X/(Y ₂ -Y ₁)	Análise no domínio da frequência			Análise no domínio do tempo		
	Diferenças com relação a H _{m0} (m)			Diferenças com relação a H _s (m)		
	S%=1,0	S%=1,1	S%=1,2	S%=1,0	S%=1,1	S%=1,2
11,80	-5,49%	-5,46%	-10,43%	-4,63%	-8,31%	-8,93%
19,40	-2,41%	7,94%	-6,86%	-3,65%	5,11%	-9,63%
27,00	-14,61%	5,89%	-2,17%	-15,45%	3,49%	-4,66%
Dif. Média	-3,74%			-5,18%		

4.3.2 Avaliação dos períodos

As figuras a seguir apresentam os valores dos parâmetros de período das ondas T_P , T_{02} , T_S e \bar{T} obtidos a partir dos ensaios realizados nos modelos parcial e de conjunto. Na Figura 4.51 e na Figura 4.52 são apresentadas as comparações realizadas para os parâmetros T_P e T_{02} obtidos através da análise no domínio da frequência. As comparações entre os parâmetros T_S e \bar{T} , obtidos através da análise no domínio do tempo, são apresentadas na Figura 4.53 e na Figura 4.54.

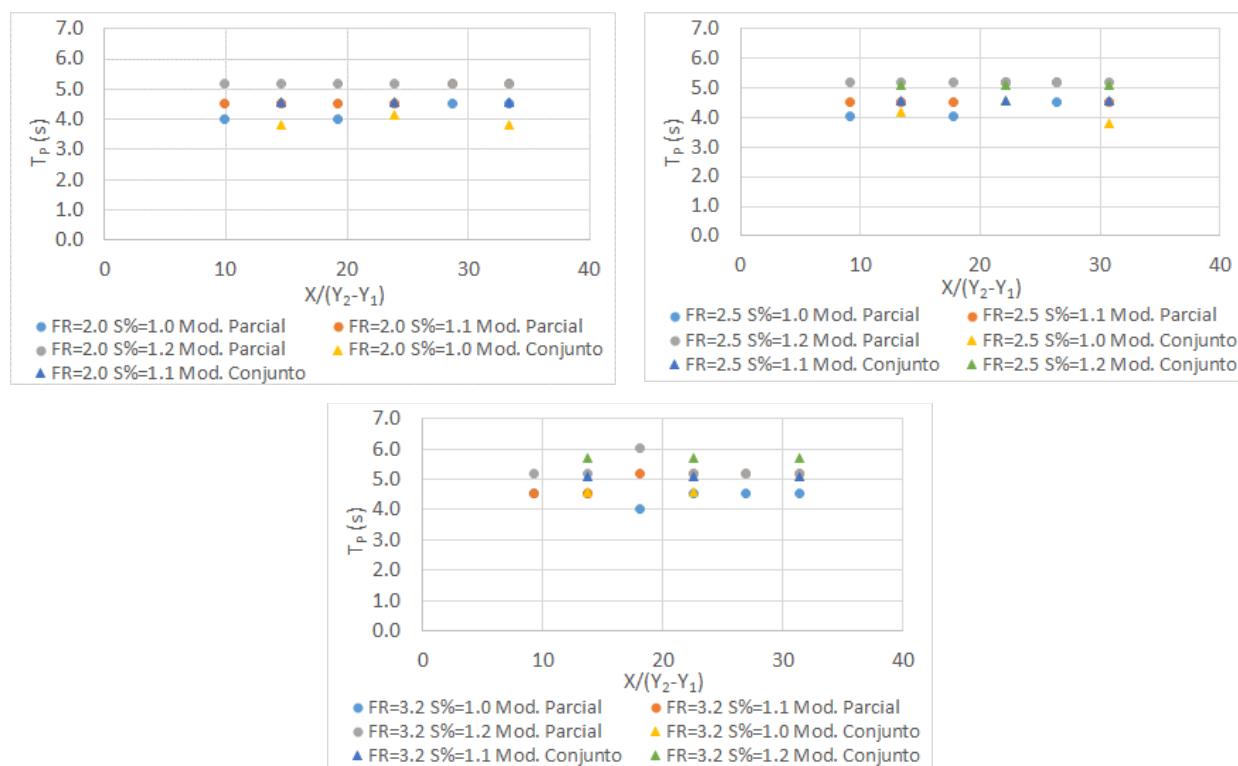


Figura 4.51 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período de pico (T_P) obtidos pela análise no domínio da frequência.

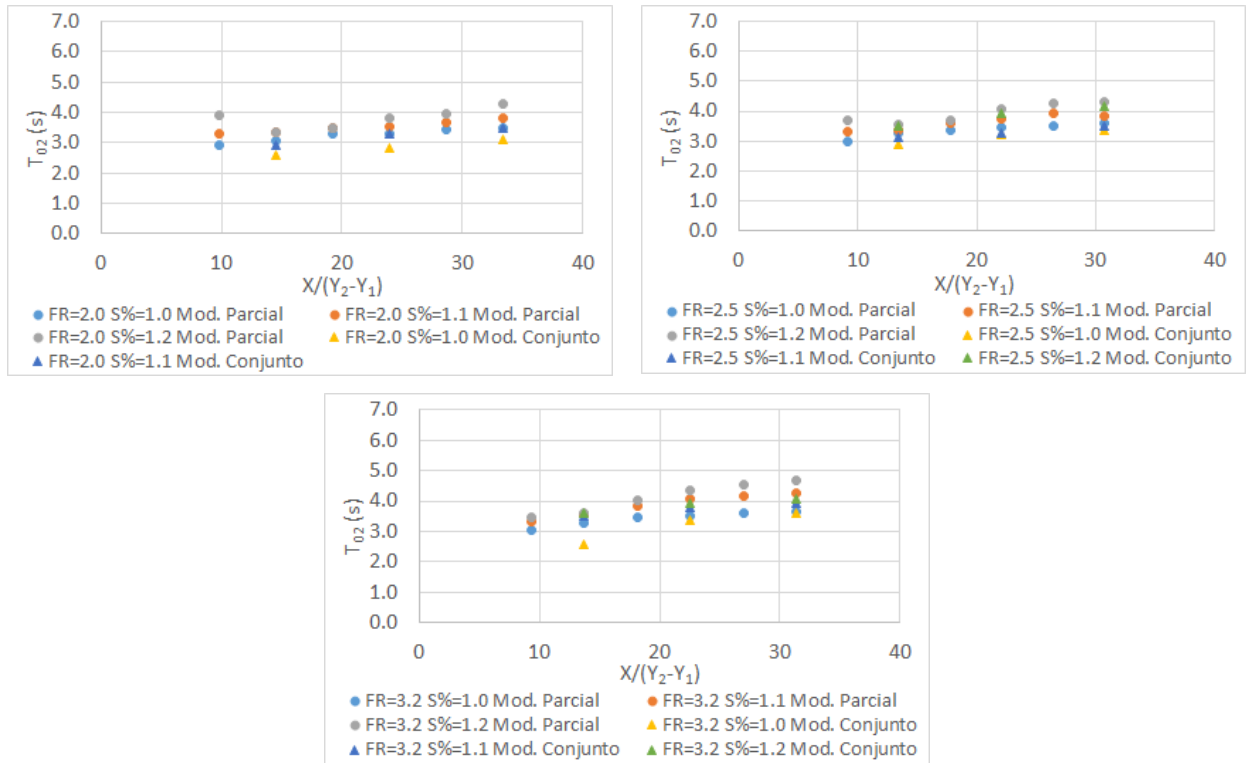


Figura 4.52 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período médio (T_{02}) obtidos pela análise no domínio da frequência.

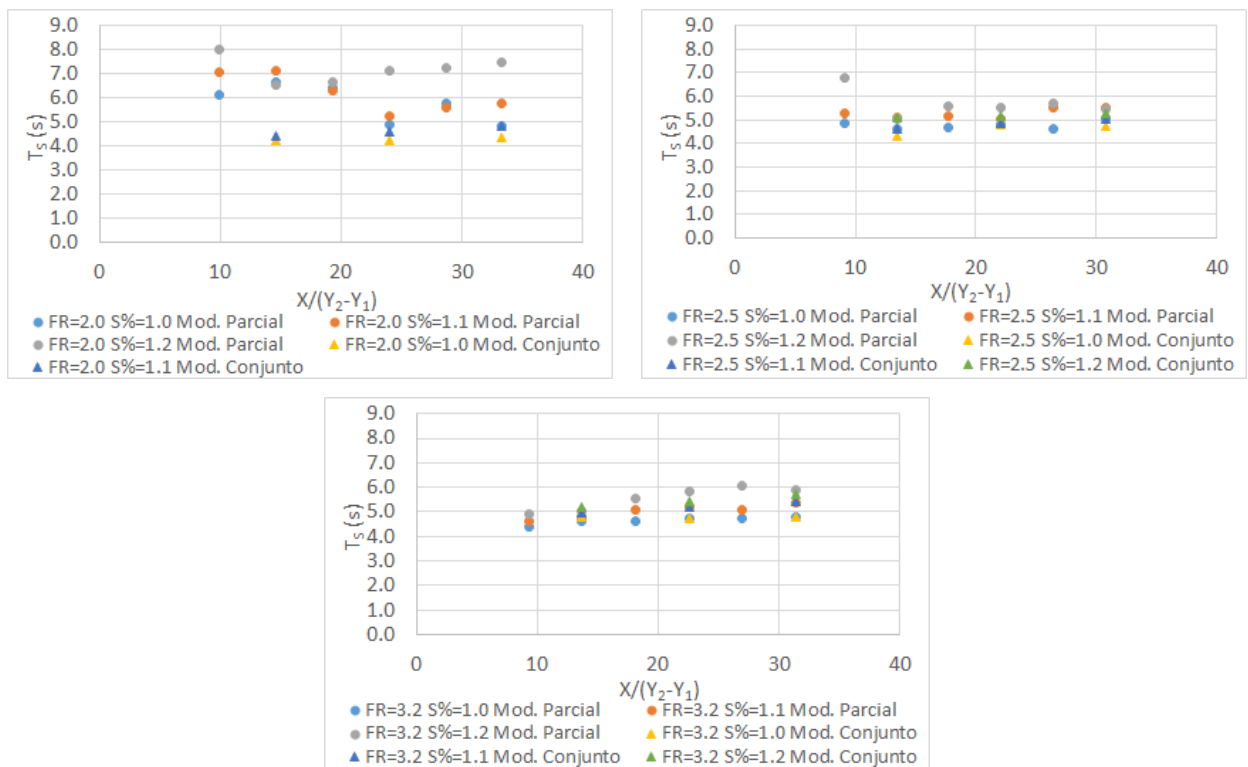


Figura 4.53 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período significativo (T_s) e obtidos pela análise no domínio do tempo.

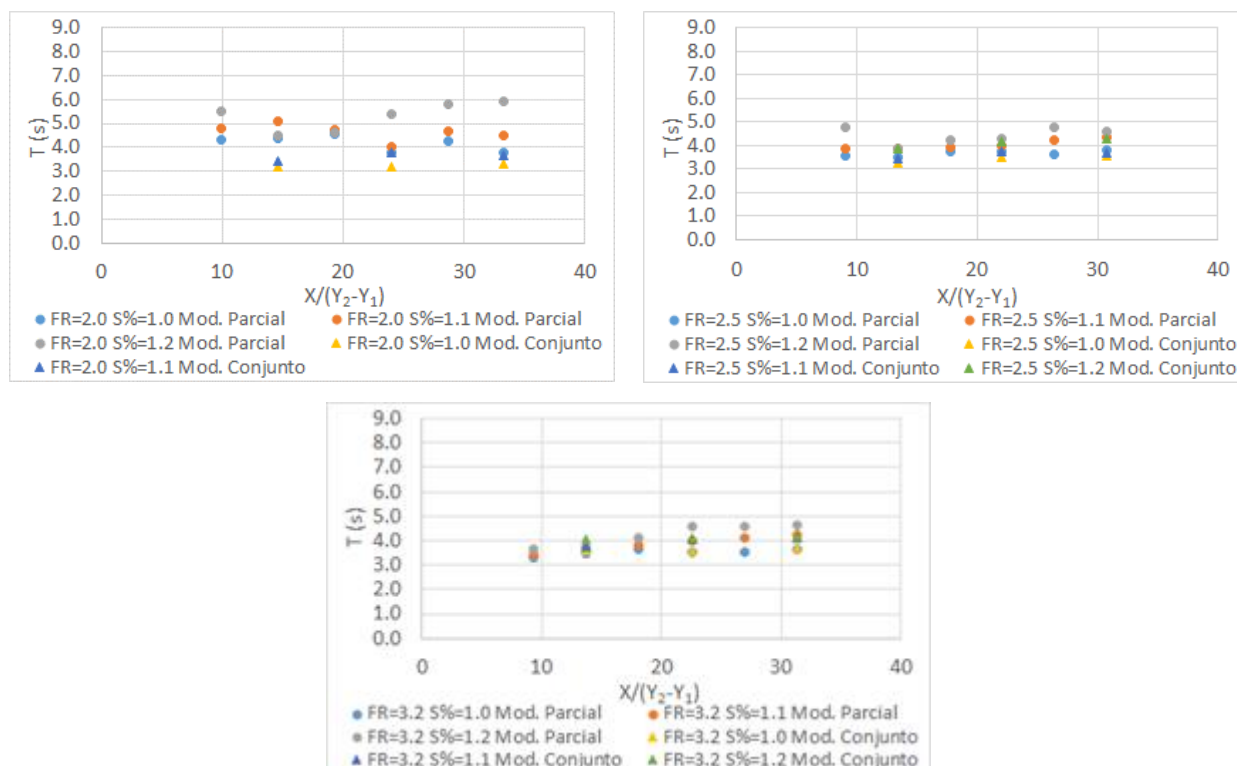


Figura 4.54 – Comparação entre modelo parcial e o modelo de conjunto para os valores de período médio (\bar{T}) obtidos pela análise no domínio do tempo.

Com relação aos períodos, não se verificou um comportamento com dependência clara com relação ao número de Froude do ressalto hidráulico. As diferenças com relação ao período de pico (T_p) variaram entre -8,1% e 6,2% e, as diferenças com relação ao período médio (T_{02}) variaram entre -11,4% e -6,9%. As diferenças com relação ao período significativo (T_s) variaram entre -20,8% e 0,1% e, as diferenças com relação ao período médio (\bar{T}) variam entre -18,8% e -0,6%. Os valores médios obtidos nessas comparações podem ser vistos na Tabela 4.35. As diferenças com relação ao período foram calculadas conforme equação a seguir.

$$\Delta T = \frac{T_{Mod.Conjunto} - T_{Mod.Parcial}}{T_{Mod.Parcial}} \quad 4.5$$

Tabela 4.35 – Diferenças médias na comparação entre os períodos calculados pelas análises no domínio da frequência e no domínio do tempo para os ensaios realizados nos modelos de conjunto e parcial.

Fr ₁	T _p (s)	T ₀₂ (s)	T _s (s)	\bar{T} (s)
2,0	-8,07%	-11,36%	-20,76%	-18,81%
2,5	-5,45%	-6,87%	-4,63%	-7,12%
3,2	6,23%	-7,25%	0,10%	-0,56%

4.3.3 Comentários sobre efeitos de escala e de modelo

As diferenças verificadas entre os modelos com relação aos parâmetros característicos das ondas podem ser justificadas devidos a efeitos de escala e de modelos.

Efeitos de escala estão sempre presentes nos estudos em modelos reduzidos, sendo a função do engenheiro buscar mantê-los dentro de uma faixa aceitável de valores. As escalas dos modelos utilizados neste estudo estão dentro de uma faixa usualmente utilizada em estudos de aproveitamentos hidrelétricos, no campo da hidráulica fluvial, e parecem estar de acordo com as praticadas, também, na hidráulica marítima.

No que diz respeito aos efeitos de modelo parece clara a existência de diferenças devido, principalmente, à reflexão de ondas. O modelo parcial é restrito em representar o protótipo horizontalmente em somente uma das direções. A princípio não se pode afirmar que a reflexão possa ampliar ou reduzir a amplitude das ondas verificadas no modelo parcial, mas com certeza deve existir diferenças com relação a esse fenômeno.

As maiores diferenças, principalmente com relação à altura da onda, foram verificadas para os ensaios com $Fr_1 = 2,0$. As maiores velocidades do escoamento para essa condição levaram a formação de perturbações superficiais e subsuperficiais apresentadas anteriormente na Figura 4.9. Essas perturbações podem ser um dos motivos para as maiores diferenças observadas nestes ensaios.

Com relação às metodologias de análise do registro de ondas, verificou-se que as diferenças resultaram menores na análise no domínio da frequência. Essa metodologia pode ser considerada mais robusta neste tipo de avaliação.

Não é objetivo deste trabalho realizar uma análise quantitativa de efeitos de escala. Para tal seria necessário o desenvolvimento de uma campanha de ensaios em séries de escalas com pelo menos três modelos reduzidos, conforme afirma Heller (2011). No entanto, julga-se importante fornecer informações qualitativas sobre os resultados comparados, considerando os dois modelos empregados neste estudo. Neste sentido, verificou-se que as diferenças com relação ao parâmetro altura da onda parece ser uma função inversamente proporcional ao número de Froude.

4.4 RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS DE ALTURA E DE PERÍODO DAS ONDAS E OS PARÂMETROS DA HIDRÁULICA FLUVIAL

É indubitável que as alturas e os períodos das ondas formadas a jusante de um ressalto hidráulico dependem das características deste, e, por consequência, do número de Froude (Fr_1). O objetivo deste item é definir relações funcionais que permitam correlacionar as grandezas características do ressalto hidráulico com as das ondas formadas no canal de restituição e, desta forma, avaliar a relação das ondas com parâmetros usuais da hidráulica fluvial.

A Figura 4.55 apresenta as variáveis envolvidas na formação de ondas a jusante de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico.

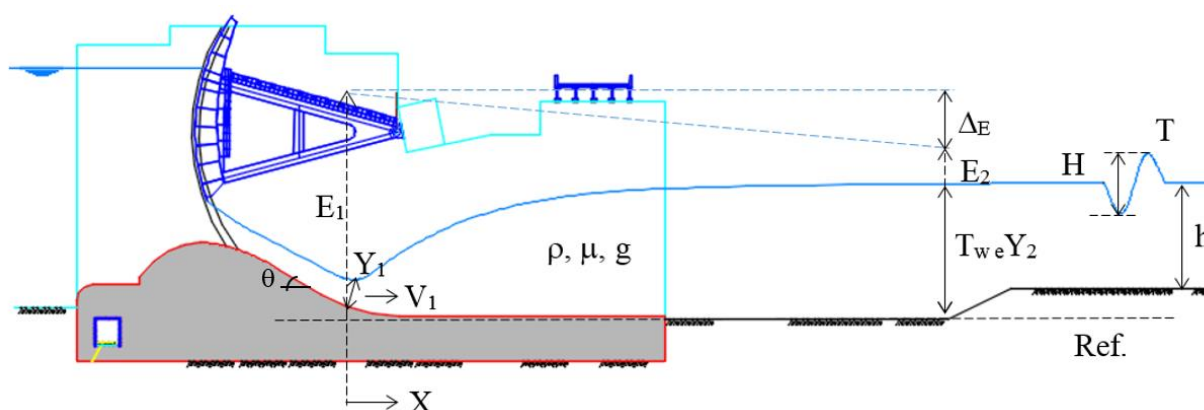


Figura 4.55 – Variáveis envolvidas no processo de formação de ondas a jusante de um ressalto hidráulico.

Onde:

H = altura da onda (m);

T = período da onda (s);

C = celeridade da onda (m/s);

h = lâmina de água (m);

T_w = lâmina de água (m) com relação à cota da bacia de dissipação;

Y_1 = altura conjugada rápida do ressalto hidráulico (m), equivalente a N_1 no caso do ressalto afogado;

Y_2 = altura conjugada lenta do ressalto hidráulico (m);

V_1 = velocidade na seção de início do ressalto hidráulico (m/s);

X = distância horizontal a partir do início do ressalto hidráulico (m);

E_1 = energia do escoamento na seção de início do ressalto hidráulico (m);

E_2 = energia do escoamento na seção após o ressalto hidráulico (m);

ΔE = perda de energia do escoamento no ressalto hidráulico (m);

ρ = massa específica do fluido (kg/m^3);

μ = viscosidade dinâmica do fluido (Ns/m^2);

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

Através da análise dimensional foram identificadas diversas relações adimensionais entre os parâmetros das ondas e do ressalto hidráulico, tais como:

$$\frac{H}{Y_1}, \frac{H}{Y_2}, \frac{H}{T_W}, \frac{H}{E_1}, \frac{H}{E_2}, \frac{H}{\Delta H}, \frac{gH}{V_1^2}, \frac{Y_1}{V_1 T}, \frac{T_W}{V_1 T} \text{ e } \frac{gT}{V_1} \quad 4.6$$

Esta pesquisa trabalha com a hipótese de que as técnicas de hidráulica marítima podem ser aplicadas no contexto da hidráulica fluvial.

As relações apresentadas em 4.6 podem ter seu comportamento descrito através de funções de parâmetros que são comumente aplicados ao ressalto hidráulico, tal como, por exemplo:

$$H/Y_1 = f(Fr_1; X/(Y_2 - Y_1); S; Y_2/Y_1) \quad 4.7$$

Para que se possa efetuar a avaliação dos parâmetros de ondas em função de grandezas do ressalto hidráulico é necessário definir os valores das variáveis referentes ao ressalto hidráulico, tais como as alturas conjugadas e a posição de início do ressalto hidráulico. Os itens 4.4.1 (Determinação das alturas conjugadas) e 4.4.2 (Posição e cota de início do ressalto hidráulico) apresentarão essas definições.

As avaliações realizadas para a relação entre os parâmetros característicos das ondas e do escoamento serão apresentadas no item 4.4.3 Adimensionalização com relação a parâmetros usuais da hidráulica fluvial.

4.4.1 Determinação das alturas conjugadas

Os ensaios realizados nesta pesquisa consideram quatro diferentes valores de vazão e, para cada um deles, três valores de nível de jusante, representando três graus de afogamento diferentes (submergências).

Para todos os ensaios realizados nesta pesquisa houve a formação de ressalto hidráulico afogado, visto que o ressalto hidráulico se formou sobre o paramento de jusante do vertedouro. Sendo assim, em todas as condições ensaiadas a lâmina de jusante (T_w) apresentava valores superiores à altura conjugada lenta (Y_2) de um ressalto hidráulico livre. Desta forma, buscou-se determinar os valores de Y_2 a partir das metodologias de determinação das alturas conjugadas para o ressalto hidráulico afogado, apresentadas na revisão bibliográfica, fazendo uso dos valores de Y_1 e T_w medidos.

Comparando os dados medidos com as informações disponíveis nos estudos de Hager (1988), Kawagoshi e Hager (1990), Ohtsu e Yasuda (1991), Carollo et al. (2015) e Bejestan e Shokrian (2015), verificaram-se diferenças com relação à faixa aplicação dos parâmetros utilizados nesses trabalhos e os verificados neste estudo. A Tabela 4.36 apresenta a faixa de variação dos parâmetros referentes ao presente estudo e utilizados em metodologias para a determinação das alturas conjugadas em ressalto afogado.

Tabela 4.36 – Faixa de variação para os parâmetros adimensionais referentes ao presente estudo e utilizados na determinação das alturas conjugadas em ressalto hidráulico afogado

θ	Fr_1	$Y = T_w/Y_1 \cos(\theta)$	$E^{(1)}$	$M^{(2)}$
30,9°	2,0	3,1 – 3,7	0,61 – 0,73	1,9 – 2,2
30,9°	2,5	3,9 – 4,3	0,61 – 0,74	2,2 – 2,6
30,9°	3,2	5,0 – 6,0	0,55 – 0,75	2,4 – 3,7
30,9°	4,5	7,4 – 8,8	0,39 – 0,83	2,0 – 3,7

Observação: (1) parâmetro utilizado por Carollo et al. (2011); (2) parâmetro utilizado por Bejestan e Shokrian (2015).

Comparando os valores apresentados na Tabela 4.36 com as faixas de aplicação dos estudos desenvolvidos pelos autores anteriormente citados, descritos no item 2.1.3.1 (Determinação da altura conjugada em ressaltos afogados), verifica-se a impossibilidade de aplicar as metodologias propostas para a grande maioria das situações do presente estudo.

Hager (1988) estudou condições de formação de ressaltos hidráulicos afogados (*B-jumps*) sobre um paramento de jusante do vertedouro com inclinação de 45°. Kawagoshi e Hager (1990) estenderam esse estudo para situações com paramento de jusante entre 30 e 45°. Com relação aos números de Froude, autores estudaram condições entre $3 < Fr_1 < 11$.

A diferença de inclinação com relação ao paramento de jusante nos estudos realizados por Hager (1988) por si só já impede a utilização da equação proposta pelo autor.

As características do vertedouro de baixa queda e grande vazão específica, que levam à formação de ressaltos hidráulicos com baixos números de Froude ($Fr_1 < 4,5$) e pequenas submergências, permitiriam a aplicação da equação proposta por Kawagoshi e Hager (1990) apenas para os ensaios com números de Froude iguais a 3,2 e 4,5. Além disto, as situações às quais a equação de Kawagoshi e Hager (1990) poderia ser aplicada se restringem à condição em que o ressalto inicia no pequeno trecho em que o paramento de jusante do vertedouro possui declividade constante.

Ohtsu e Yasuda (1991) apresentam uma relação para as alturas conjugadas para um ressalto hidráulico formado a jusante de um canal inclinado, sem raio de concordância com o canal horizontal, para inclinações variando entre 0° e 60° com validade para números de Froude entre 6,0 e 14. As faixas de número de Froude apresentadas não atendem às condições verificadas no presente estudo.

Carollo et al. (2011) desenvolveram uma metodologia que considera muitas das premissas propostas por Hager (1988) para o cálculo da relação entre as alturas conjugadas para o ressalto hidráulico afogado. Os autores realizaram ensaios em canais com inclinação entre $8,5^\circ$ e 30° e números de Froude entre 2,2 e 9,9. As condições estudadas pelos autores foram apresentadas de forma mais completa na Tabela 2.2. Comparando os parâmetros da Tabela 2.2 com os dados apresentados na Tabela 4.36 verifica-se que a expressão proposta por Carollo et al. (2011) poderia ser aplicada apenas para os ensaios com número de Froude igual a 4,50.

Os estudos de Bejestan e Shokrian (2015) foram realizados para ressaltos hidráulicos formados sobre paramentos com inclinações até $27,5^\circ$, valor inferior ao paramento inclinado do vertedouro estudado nesta pesquisa ($\theta = 30,9^\circ$). Considerando que se possa flexibilizar esse limite e avaliando apenas as condições de ressalto hidráulico formado em um canal liso ($k_s = 0$), verifica-se, comparando a Tabela 2.3 e Tabela 4.36, que seria possível aplicar a expressão proposta pelos autores apenas para o ressalto com número de Froude igual a 4,50.

Conforme apresentado nos parágrafos anteriores, verificou-se a impossibilidade de utilizar de forma abrangente as metodologias propostas pelos autores citados. As expressões avaliadas possuem faixas de aplicação que não atendem à totalidade das condições de número de Froude (Fr_1) e de submergência (S) verificadas nos ensaios realizado neste estudo, além de diferenças com relação à declividade do paramento de jusante do vertedouro (θ). A flexibilização, com relação a estas condições, pode levar a resultados para a determinação das alturas conjugadas que não sejam significativamente melhores aos obtidos com a utilização de uma expressão de emprego mais simples, tal como a proposta por Bélanger (1828).

A expressão apresentada por Bélanger (1828) foi desenvolvida através da equação da conservação da quantidade de movimento para o ressalto hidráulico livre. Como limitação desta formulação pode-se citar, por exemplo, o fato de considerar a distribuição de pressões como hidrostática, o que normalmente não ocorre em bacias de dissipação a jusante de vertedouros devido à mudança de direção do escoamento na região de transição entre o paramento inclinado e a bacia de dissipação. Mesmo apresentando limitações, trata de uma referência amplamente conhecida e de simples aplicação, o que facilita seu emprego em condições práticas de dimensionamento de estruturas de dissipação de energia.

A Tabela 4.37 apresenta os valores das alturas conjugadas e das submergências para os ensaios realizados. Os dados apresentados nessa tabela estão em escala de protótipo.

Tabela 4.37 – Cálculo das alturas conjugadas e submergência do ressalto.

q (m ³ /s.m)	Y ₁ = N ₁ (m)	V ₁ (m/s)	Fr ₁	Y ₂ (m)	T _w (m)	S = T _w /Y ₂	S _%
139,7	8,0	17,46	2,0	18,66	21,24	1,14	1,00
139,7	8,0	17,46	2,0	18,66	23,36	1,25	1,10
139,7	8,0	17,46	2,0	18,66	25,49	1,37	1,20
103,5	5,6	18,48	2,5	17,15	18,83	1,10	1,00
103,5	5,6	18,48	2,5	17,15	20,71	1,21	1,10
103,5	5,6	18,48	2,5	17,15	22,59	1,32	1,20
71,4	3,7	19,30	3,2	15,01	15,96	1,06	1,00
71,4	3,7	19,30	3,2	15,01	17,56	1,17	1,10
71,4	3,7	19,30	3,2	15,01	19,16	1,28	1,20
37,1	1,9	19,53	4,5	11,24	11,99	1,07	1,00
37,1	1,9	19,53	4,5	11,24	13,19	1,17	1,10
37,1	1,9	19,53	4,5	11,24	14,39	1,28	1,20

Nas adimensionalizações que serão apresentadas em itens posteriores, os ensaios serão identificados pelos números de Froude afluentes e pela submergência com relação ao nível operacional dado pela curva-chave (S_%), conforme valores apresentados na Tabela 4.37.

4.4.2 Posição e cota de início do ressalto hidráulico

Devido à formação de ressaltos hidráulicos afogados, é necessário definir a posição (Δx) e a cota de início do ressalto (Z) com relação à bacia de dissipação.

Essa determinação foi realizada através da análise das fotografias dos ensaios realizados no modelo parcial. A Figura 4.56 e Figura 4.57 apresentam os exemplos para os ensaios com Fr₁ = 2,0 e S_% = 1,0 (T_w/Y₂ = 1,14) e Fr₁ = 4,5 e S_% = 1,10 (T_w/Y₂ = 1,17).

Os resultados da determinação da posição de início de ressalto são apresentados na Tabela 4.38.



Figura 4.56 – Exemplo da determinação da posição de início do ressalto para $Fr_1=2,0$ $S\% = 1,0$.



Figura 4.57 – Exemplo da determinação da posição de início do ressalto para $Fr_1=4,5$ $S\% = 1,1$.

A Figura 4.58 apresenta uma comparação entre os dados desta pesquisa e os apresentados por Wiest et al. (2020) em sua metodologia para a previsão da posição de início do ressalto hidráulico afogado.

Verificou-se que os dados provenientes desta pesquisa estão fora dos limites utilizados por Wiest et al. (2020), com relação ao parâmetro $Fr_1(S-1)$. No entanto, seguem a tendência apresentada pelo autor. Isto pode indicar que a expressão proposta por Wiest et al. (2020) possui validade além das condições inicialmente avaliadas.

Wiest et al. (2020) estudou ressaltos hidráulicos com números de Froude entre 2,96 e 10,5 e com submergências variando entre 1,42 e 2,43. No que se refere aos parâmetros $Fr_1(S-1)$ os valores estudados estavam entre 1,48 e 20,23. Para os dados referente a esta pesquisa verificou valores de $Fr_1(S-1)$ sempre inferiores a 1,30, conforme Tabela 4.38.

A conjugação de baixos números de Froude com pequenos valores de submergência levou à determinação de $Fr_1(S-1)$ inferiores aos utilizados por Wiest et al. (2020). Vertedouros de usinas de baixa queda e grande vazão específica apresentam essas características com relação ao número de Froude e submergência.

Tabela 4.38 – Determinação da posição de início do ressalto hidráulico.

Fr_1	Y_2 (m)	T_w (m)	$S = T_w/Y_2$	$S\%$	ΔX	Z (m)	$Fr_1(S-1)$
2,0	18,66	21,24	1,14	1,00	12,92	5,65	0,27
2,0	18,66	23,36	1,25	1,10	22,05	9,15	0,50
2,0	18,66	25,49	1,37	1,20	23,73	9,40	0,72
2,5	17,15	18,83	1,10	1,00	12,28	4,90	0,24
2,5	17,15	20,71	1,21	1,10	19,69	8,50	0,52
2,5	17,15	22,59	1,32	1,20	21,20	8,90	0,79
3,2	15,01	15,96	1,06	1,00	11,26	4,00	0,20
3,2	15,01	17,56	1,17	1,10	18,39	7,50	0,54
3,2	15,01	19,16	1,28	1,20	21,20	8,50	0,89
4,5	11,24	11,99	1,07	1,00	8,47	2,10	0,30
4,5	11,24	13,19	1,17	1,10	12,40	4,40	0,78
4,5	11,24	14,39	1,28	1,20	21,18	8,25	1,27

Obs: dados apresentados em escala de protótipo.

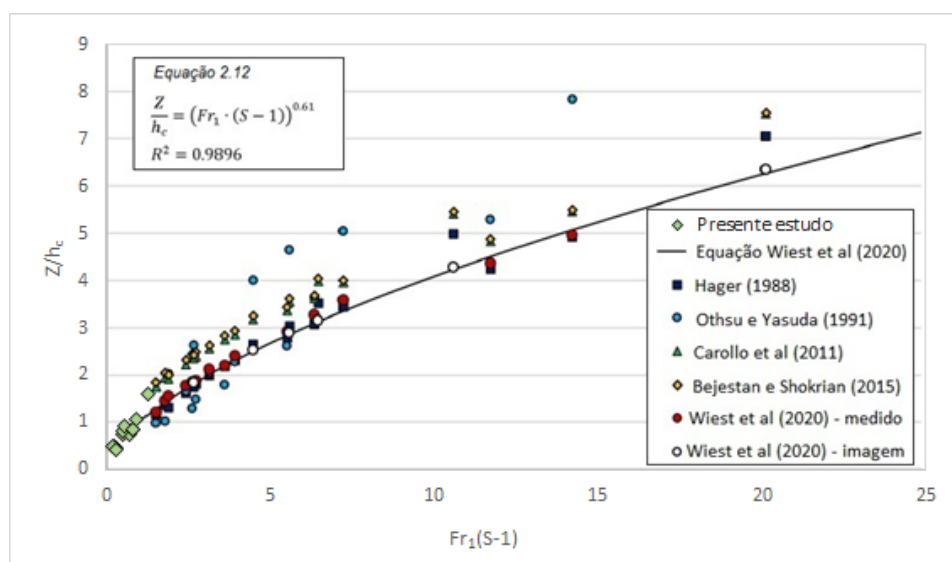


Figura 4.58 – Determinação da posição de início do ressalto, comparação com a metodologia de Wiest et al. (2020).

4.4.3 Adimensionalização com relação a parâmetros usuais da hidráulica fluvial

Neste item serão apresentadas algumas relações adimensionais que correlacionam parâmetros característicos das ondas aos do escoamento. Serão apresentadas as variações desses

parâmetros em função do número de Froude (Fr_1) e da posição adimensionalizada com relação ao início do ressalto hidráulico.

Concomitantemente, serão apresentadas comparações dos resultados com os trabalhos realizados por Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978), Mok (2004) e Gomes (2018). Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978) e Mok (2004) estudaram o comportamento da flutuação de níveis de água devido a ressaltos hidráulicos formados a jusante de uma comporta. Já Gomes (2018) realizou seus estudos para ressaltos hidráulicos formados a jusante de um vertedouro em degraus.

Para o desenvolvimento das avaliações apresentadas neste item, foram utilizados os dados referentes ao modelo parcial (escala 1:50). As avaliações serão apresentadas em duas etapas.

Na primeira etapa, as diversas funções adimensionais identificadas serão avaliadas em função do número de Froude da seção de montante do ressalto (Fr_1).

Em uma segunda etapa, será avaliado o comportamento dos parâmetros adimensionais em função da distância com relação ao ressalto hidráulico.

Os critérios de dimensionamento de proteção de taludes contra a ação de ondas identificados na bibliografia indicam, majoritariamente, a utilização da altura significativa definida pela análise no domínio do tempo como parâmetro de cálculo. Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978) e Gomes (2018) apresentam em seus trabalhos, avaliações de parâmetros adimensionais também utilizando a altura significativa (H_s).

Na primeira etapa de análise, onde os parâmetros adimensionais serão avaliados em função do número de Froude (Fr_1), optou-se por utilizar os valores de H_s visando a melhor comparação com os dados apresentados pelos autores citados. Na segunda etapa de análise, onde os parâmetros adimensionais serão avaliados em função da distância da fonte geradora, serão apresentados resultados referentes a altura significativa determinadas tanto pela análise no domínio do tempo (H_s) como pela análise no domínio da frequência (H_{m0}).

No que diz respeito aos períodos das ondas, as metodologias de dimensionamento de proteções, apresentadas na revisão bibliográfica indicam a utilização dos períodos de pico (T_P) e períodos médios (\bar{T}). Abou-Seida (1963) apresenta avaliações com relação ao período médio. Lopardo e Vernet (1978) e Mok (2004) avaliaram relações adimensionais com relação ao período de pico (T_P). Já Gomes (2018) optou por realizar a avaliação de parâmetros adimensionais com relação ao período significativo (T_s) obtido através da análise no domínio do tempo. Nas avaliações apresentadas a seguir, serão utilizados os dados de período significativo (T_s). No entanto, as análises serão complementadas com informações das relações

adimensionais calculadas em função do período de pico (T_P) obtido pela análise no domínio da frequência.

Conforme apresentado em 4.1.2.2 (Comparação entre as metodologias de análise de um registro de ondas) e em 4.1.3 (Comentário sobre os critérios para contagem e análise do registro de ondas), os valores dos parâmetros significativos das ondas definidos pelas análises do domínio do tempo e no domínio da frequência apresentam valores equivalentes quando tomadas as medidas necessárias com relação à determinação do critérios de contagem de ondas e à filtragem de sinais.

Os parâmetros relacionados ao ressalto hidráulico e utilizados nessas avaliações são apresentados na Tabela 4.39. Os dados referentes aos parâmetros de ondas foram apresentados no 4.1 (Análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período) e encontram-se apresentados de forma agrupada no Apêndice G. As posições adimensionalizadas $X/(Y_2-Y_1)$ foram corrigidas considerando posição de início do ressalto com relação à bacia de dissipação (Δx), determinada no item 4.4.2.

Tabela 4.39 – Parâmetros característicos do ressalto hidráulico utilizados nas avaliações adimensional, valores obtidos no modelo parcial (escala 1:50).

Fr_1	$S\%$	q ($m^3/s/m$)	Y_1 (m)	Y_2 (m)	T_w (m)	$S=T_w/Y_2$	E_1 (m)	E_2 (m)
2,0	1,0	0,395	0,16	0,37	0,42	1,14	0,55	0,47
2,0	1,1	0,395	0,16	0,37	0,47	1,25	0,55	0,50
2,0	1,2	0,395	0,16	0,37	0,51	1,37	0,55	0,54
2,5	1,0	0,293	0,11	0,34	0,38	1,10	0,53	0,41
2,5	1,1	0,293	0,11	0,34	0,41	1,21	0,53	0,44
2,5	1,2	0,293	0,11	0,34	0,45	1,32	0,53	0,47
3,2	1,0	0,202	0,07	0,30	0,32	1,06	0,51	0,34
3,2	1,1	0,202	0,07	0,30	0,35	1,17	0,51	0,37
3,2	1,2	0,202	0,07	0,30	0,38	1,28	0,51	0,40
4,5	1,0	0,105	0,04	0,22	0,24	1,07	0,47	0,26
4,5	1,1	0,105	0,038	0,22	0,26	1,17	0,47	0,28
4,5	1,2	0,105	0,038	0,22	0,29	1,28	0,47	0,30

Onde:

Fr_1 = número de Froude na seção de entrada do início do ressalto;

$S\%$ = submergência com relação ao nível de água fornecido pela curva-chave;

q = vazão específica ($m^3/s/m$);

Y_1 = altura conjugada rápida na seção de entrada do ressalto hidráulico (m), valor medido para a condição de $S\%=1,0$;

Y_2 = altura conjugada lenta na seção de jusante do ressalto hidráulico (m), valor calculado pela equação de Bélanger (1828) a partir de Y_1 medido;

T_w = lâmina de água com relação à cota da bacia de dissipação (m), valor imposto durante os ensaios;

S = submergência calculada por T_w/Y_2 ;

E_1 = energia do escoamento a montante do ressalto hidráulico (m), calculada para a condição $S_{\%} = 1,0$;

E_2 = energia do escoamento a jusante do ressalto hidráulico (m);

4.4.3.1 Avaliações dos parâmetros adimensionais em função do número de Froude do ressalto hidráulico

Através das informações presentes na Tabela 4.39 realizou-se uma análise dos parâmetros adimensionais que relacionam as grandezas características das ondas e do escoamento, verificando sua variação em função do número de Froude (Fr_1).

Visando realizar uma avaliação abrangente, mas que permita uma satisfatória visualização dos gráficos, serão apresentados os dados provenientes apenas para a primeira e a última sonda instaladas no canal, posições E1P2 e E6P2.

A Figura 4.59 apresenta o comportamento da relação entre H_s/Y_1 em função do número de Froude (Fr_1).

Através da Figura 4.59 verifica-se que existe uma tendência de aumento do valor do adimensional H_s/Y_1 em função do aumento do número de Froude (Fr_1) do ressalto hidráulico para as medições realizadas na posição E6P2. Também pode-se verificar que o comportamento descrito independe do grau de submergência.

Essa tendência de aumento de H_s/Y_1 em função de Fr_1 também foi verificada por Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978) e para os dados de Gomes (2018) para $S < 1,0$ (ressalto afastado do pé do vertedouro).

No entanto, verifica-se para os dados provenientes da tomada E1P2, posição mais próxima ao ressalto, que a relação de proporcionalidade entre H_s/Y_1 e Fr_1 não está bem definida.

A Figura 4.60 apresenta a variação da relação H_s/Y_2 em função com o número de Froude.

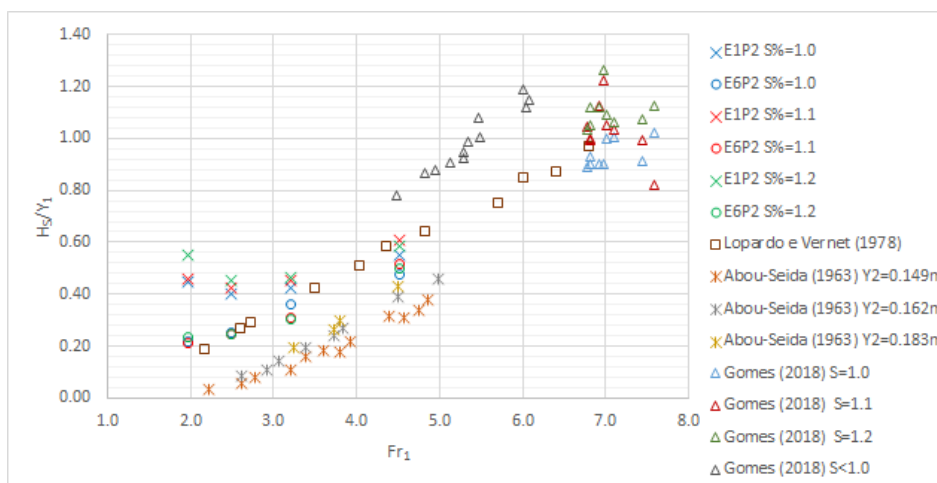


Figura 4.59 – Relação H_s/Y_1 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

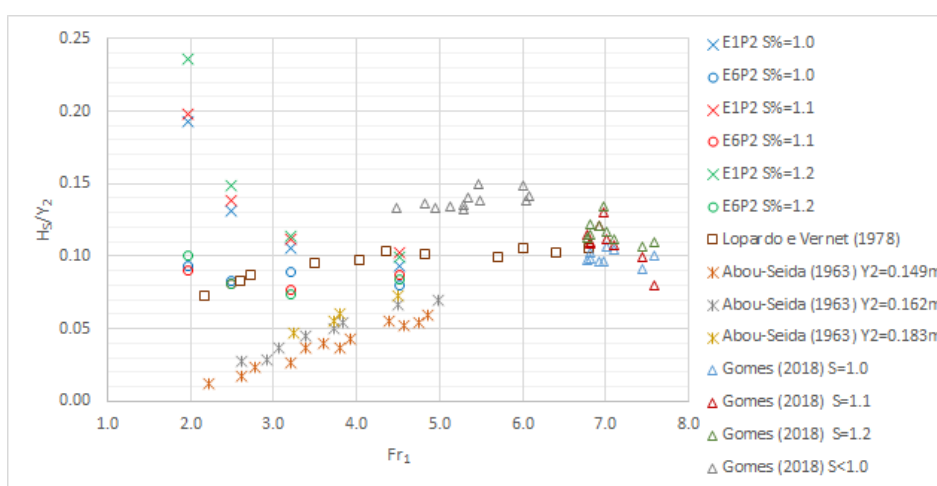


Figura 4.60 – Relação H_s/Y_2 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Pela análise da Figura 4.60 verifica-se que a relação H_s/Y_2 para as medições realizadas na posição E6P2, afastadas do ressalto hidráulico, apresentam valores com pouca variação em função de Fr_1 , resultando próximos a 0,085. Para essa posição de medição, os dados dessa pesquisa apresentam um comportamento semelhante ao verificado por Lopardo e Vernet (1978).

Já para os dados provenientes da sonda posicionada em E1P2, próximo ao final do ressalto hidráulico, verifica-se grande variação de H_s/Y_2 em função de Fr_1 , notadamente entre $2,0 < Fr_1 < 3,2$.

Visando verificar a influência com relação à profundidade do escoamento e, por consequência, à submergência, a Figura 4.61 apresenta a variação do parâmetro H_s/T_w .

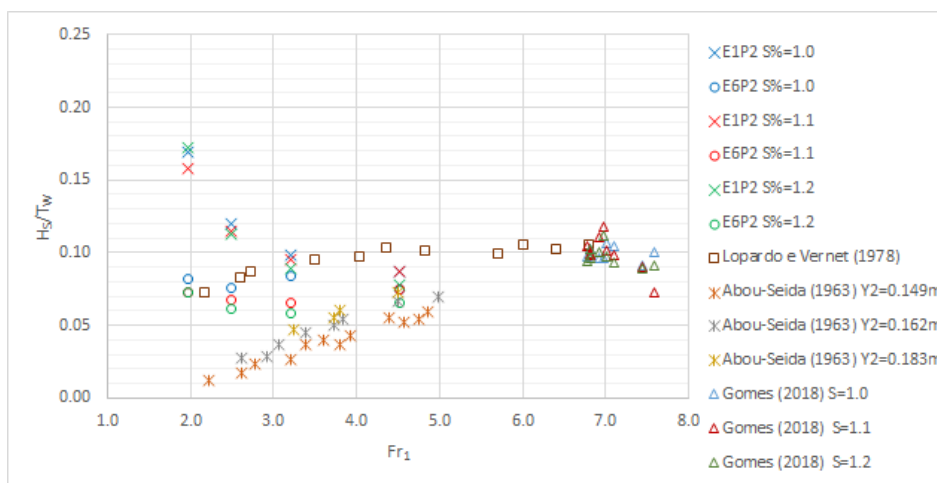


Figura 4.61 – Relação H_s/T_w em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Verifica-se pela análise da Figura 4.61 que a variação da relação H_s/T_w em função de Fr_1 apresenta um comportamento semelhante ao verificado para a relação H_s/Y_2 visto na Figura 4.60.

No entanto, nota-se que os valores de H_s das medições realizadas na posição E1P2 sofrem mais influência em função da submergência, visto que, quando adimensionalizado por T_w eles tendem a se agrupar. O mesmo comportamento é visto para os dados de Gomes (2018). Já com relação aos dados da medição realizada em E6P2 os valores se afastam evidenciando que existe pouca influência com relação à submergência nesta posição de medição.

A Figura 4.62 apresenta a altura significativa da onda (H_s) adimensionalizada em função de energia dissipada no ressalto hidráulico ($\Delta E = E_1 - E_2$). Nesta Figura foram suprimidos os valores referentes aos ensaios realizados com os maiores afofamentos ($S_{\%} = 1,20$). A combinação de ressaltos hidráulicos com baixos números de Froude, que apresentam menor eficiência na dissipação de energia, a níveis de jusante elevados, levam a valores pequenos de ΔE . Por exemplo, para um escoamento com $Fr_1 = 2,0$ espera-se uma dissipação de energia da ordem de 9% para um ressalto livre. No caso do ensaio com $Fr_1 = 2,0$ e $S_{\%} = 1,2$, verificou-se uma eficiência na dissipação de energia na ordem de 2%. Valores pequenos de ΔE dificultam a comparação dos resultados dessa pesquisa com os dados de outros autores, que estudaram ressaltos hidráulicos livres e/ou apresentando números de Fr_1 maiores, onde ocorre maior dissipação de energia no interior do ressalto. No Apêndice F são apresentados os resultados para todas as submergências estudadas.

Considerando o exposto acima, verifica-se na análise da Figura 4.62, que os valores de $H_s/\Delta E$ apresentam a tendência de diminuição com o aumento de Fr_1 , ou seja, inversamente

proporcional à eficiência na dissipação de energia. O mesmo comportamento é verificado para os dados de Lopardo e Vernet (1978) e Gomes (2018).

A inclusão do fator $S=T_w/Y_2$ à relação apresentada na Figura 4.62, na forma de $H_s/(\Delta E.S)$ permite agrupar os dados para os diferentes graus de submergência, sem alterar as conclusões já obtidas. A Figura 4.63 apresenta essa relação em função do número de Froude.

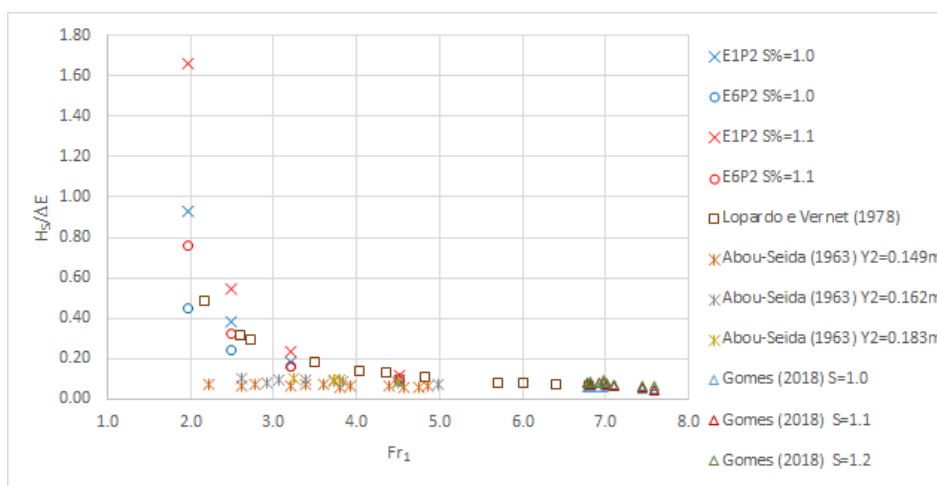


Figura 4.62 – Relação $H_s/\Delta E$ em função do número de Froude do ressalto hidráulico

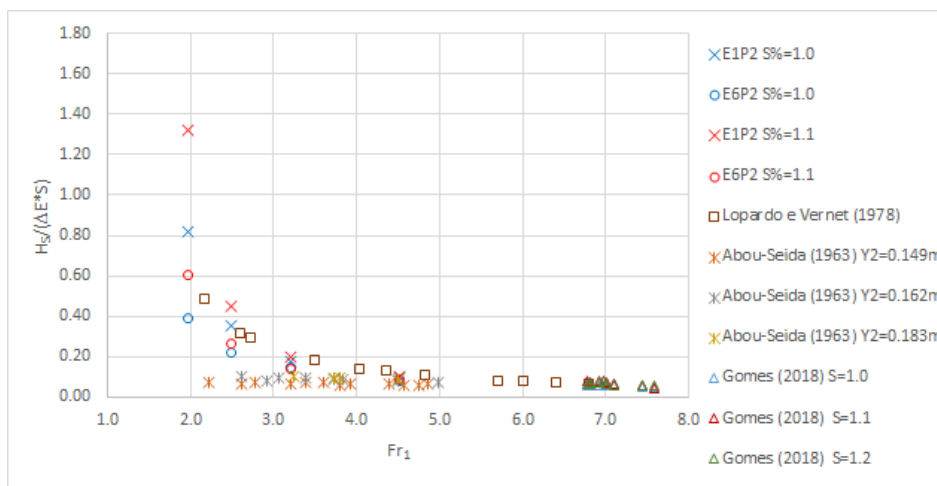


Figura 4.63 – Relação $H_s/(\Delta E.S)$ em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

A Figura 4.64 apresenta a variação de H_s/E_1 em função do número de Froude do ressalto hidráulico. O denominador E_1 representa a energia do escoamento na seção imediatamente a montante do ressalto.

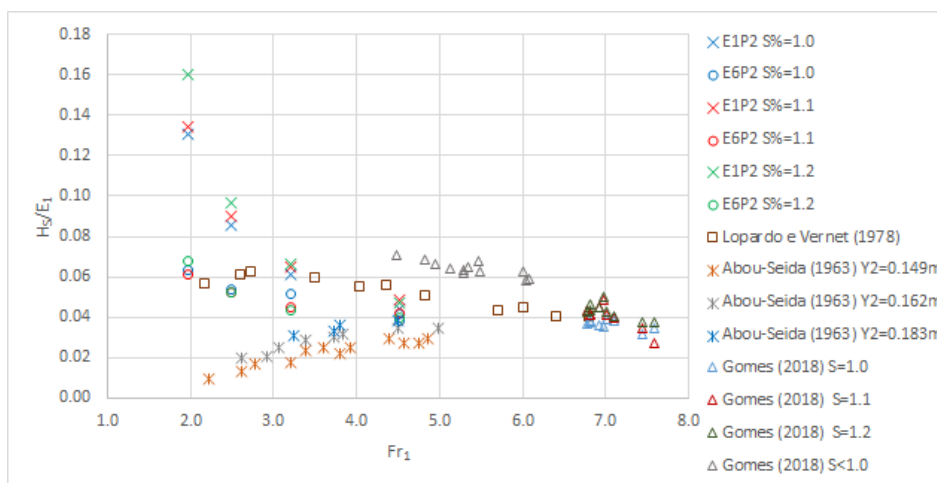


Figura 4.64 – Relação H_s/E_1 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Através dos resultados apresentados na Figura 4.64 é possível verificar que os dados referentes aos ensaios realizados nesta pesquisa apresentam um comportamento semelhante ao verificado por Lopardo e Vernet (1978) e Gomes (2018), ou seja, uma diminuição da relação H_s/E_1 em função do aumento do número de Froude. Com relação aos dados medidos na posição E1P2, verificou-se uma diminuição abrupta dos valores de H_s/E_1 entre $2,0 < Fr_1 < 3,2$. Para os dados obtidos a partir da sonda posicionada em E6P2, verificou-se menor variação de H_s/E_1 em função de Fr_1 .

A medida que os números de Fr_1 , se aproximam à condição de ressalto estável ($4,5 < Fr_1 < 9,0$) os valores referentes às medições realizadas em E1P2 e E6P2 tendem a convergir.

Os resultados para uma adimensionalização na forma de $H_s/(V_1^2/2g)$ apresentam comportamento semelhante, visto que o denominador é uma parcela de E_1 . Sendo assim, sua avaliação em função de Fr_1 não agregaria informações importantes às considerações já efetuadas.

A Figura 4.65 apresenta a variação de H_s/E_2 em função do número de Froude (Fr_1) do ressalto hidráulico. O denominador E_2 representa a energia na seção imediatamente a jusante do ressalto hidráulico.

Pela análise da Figura 4.65, verifica-se que a relação H_s/E_2 para as medições realizadas na posição E6P2, afastadas do ressalto hidráulico, apresentam valores com pouca variação em função de Fr_1 , se comparados aos resultados provenientes da sonda posicionada em E1P2, próximo ao final do ressalto hidráulico. Para as medições realizadas em E1P2, verifica-se grande variação da H_s/E_2 em função de Fr_1 , notadamente entre $2,0 < Fr_1 < 3,2$. A medida que os números de Fr_1 , se aproximam à condição de ressalto estável ($4,5 < Fr_1 < 9,0$) as diferenças entre as medições realizadas em E1P2 e E6P2 diminuem consideravelmente.

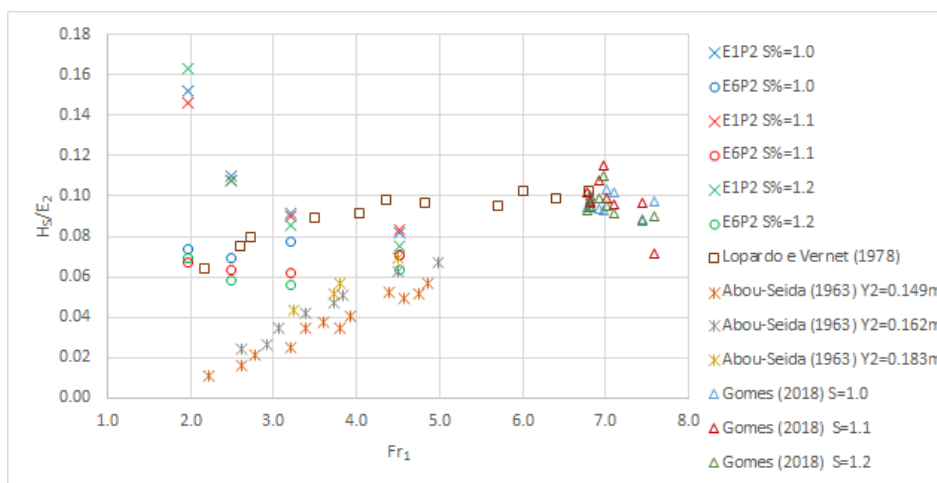


Figura 4.65 – Relação H_s/E_2 em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Também se verifica na Figura 4.65 que não existe grande variabilidade nos resultados de H_s/E_2 em função das diferentes submergências. Esse comportamento também é visto para os dados apresentados por Gomes (2018).

As possíveis diferenças entre os dados desta pesquisa e os resultados dos demais autores, apresentados nas figuras anteriores (Figura 4.59 a Figura 4.65), podem estar relacionadas à geometria da estrutura e a diferenças atribuídas ao tipo de ressalto hidráulico. Nas figuras citadas são apresentados dados considerando ressaltos hidráulicos formados em três condições distintas: a jusante de uma comporta, a jusante de um vertedouro em degraus e a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica.

Segundo Resch e Leutheusser (1974), ressaltos hidráulicos formados a jusante de comportas e de vertedouros apresentam características turbulentas distintas devido ao desenvolvimento da camada limite a montante. Essas diferenças podem justificar, em parte, as diferenças verificadas.

Além disso, quando se compara os resultados de E1P2 e E6P2, as diferenças de comportamento indicam que os valores de altura significativa sofrem influência com relação à distância da principal fonte geradora das oscilações na superfície livre. Esse efeito parece ser maior para as condições com menores números de Froude.

Os resultados apresentados pelos outros autores foram medidos a distâncias diferentes com relação ao ressalto hidráulico. Uma análise em função apenas do número de Froude (Fr_1) não permite realizar uma avaliação completa sobre o efeito com relação ao distanciamento da fonte geradora.

Com relação ao período significativo da onda, foram avaliadas três relações adimensionais: Y_1/V_1T , TV_1/T_w e gT/V_1 . A Figura 4.66 apresenta a variação em função de Fr_1

para a relação adimensional $Y_1/(V_1T_s)$, conhecido como número de Strouhal (St), utilizando o período significativo obtido pela análise no domínio do tempo. A Figura 4.67 apresenta a análise considerando o período médio (\bar{T}). Já a Figura 4.68 apresenta a análise para o período de pico (T_p). Verifica-se, pela análise dessas figuras, tendências bem definidas de diminuição do número de Strouhal com o aumento do número de Froude (Fr_1), tal como já identificado por Mok (2004).

Segundo Mok (2004) a inércia devido à oscilação dos grandes vórtices que se desprendem do rolo se torna relativamente mais fraca que a inércia convectiva do fluxo à medida que o número de Froude aumenta. Mesmo com taxas de variação diferentes, esse comportamento também se verifica para os dados desta pesquisa, bem como, para os de Lopardo e Vernet (1978) e Gomes (2018).

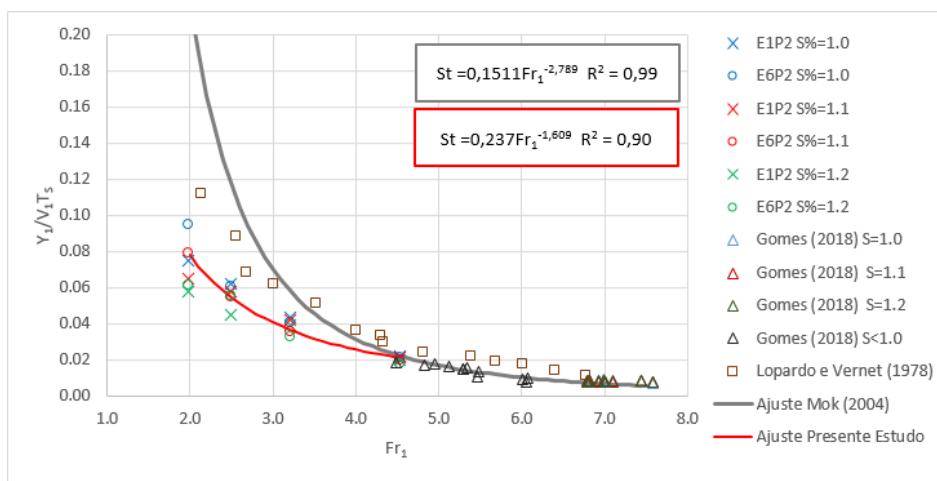


Figura 4.66 – Relação Y_1/V_1T_s em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

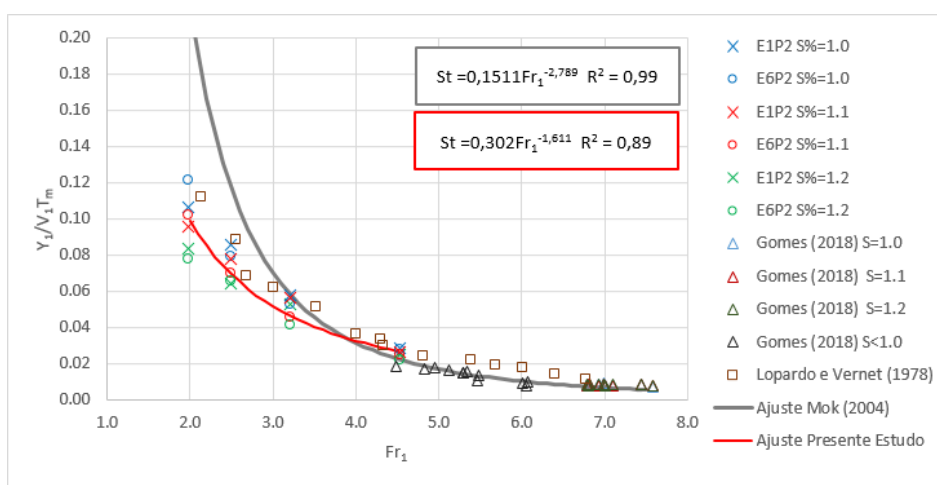


Figura 4.67 – Relação Y_1/V_1T em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

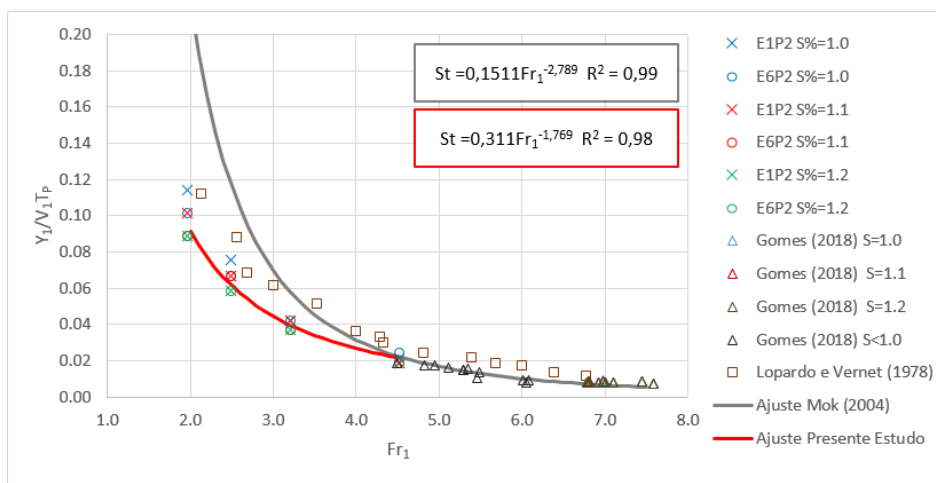


Figura 4.68 – Relação Y_1/V_1T_P em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Para os dados referentes a essa pesquisa, foram propostos ajustes semelhantes considerando apenas os dados referentes a E6P2, ajustados para a faixa de valores $2,0 < Fr_1 < 4,5$, resultando:

$$St = 0,237Fr_1^{-1,609} \quad \text{Definido para período significativo (T}_s\text{)} \quad 4.8$$

$$St = 0,302Fr_1^{-1,611} \quad \text{Definido para período médio (T}_m\text{)} \quad 4.9$$

$$St = 0,311Fr_1^{-1,769} \quad \text{Definido para período de pico (T}_p\text{)} \quad 4.10$$

O interesse prático destes ajustes é prever os valores de períodos das ondas que podem incidir sobre as margens de rios. Como se verá mais adiante (Figura 4.83), não existe variação significativa do número de Strouhal (S_t) a medida que se afasta da fonte geradora, portanto, é suficiente propor um ajuste considerando apenas os valores obtidos em E6P2.

Os resultados obtidos considerando o período médio (\bar{T}) e o período de pico (T_P) estão mais próximos aos resultados obtidos por Lopardo e Vernet (1978) e Mok (2004). Ambos autores utilizaram T_P em suas análises.

A Figura 4.69 apresenta a variação em função de Fr_1 para a relação adimensional $T_S V_1/T_W$. Verifica-se pela análise dessa figura que os dados referentes a este estudo seguem a tendência de variação verificada por Lopardo e Vernet (1978), com valores crescentes em função do número de Froude. O adimensional $T_S V_1/T_W$ possui valores que independem da submergência, diferente do observado por Gomes (2018).

Realizando esta análise utilizando-se os dados de período de pico (T_P) foi verificado o mesmo comportamento. Esses resultados podem ser vistos no Apêndice F.

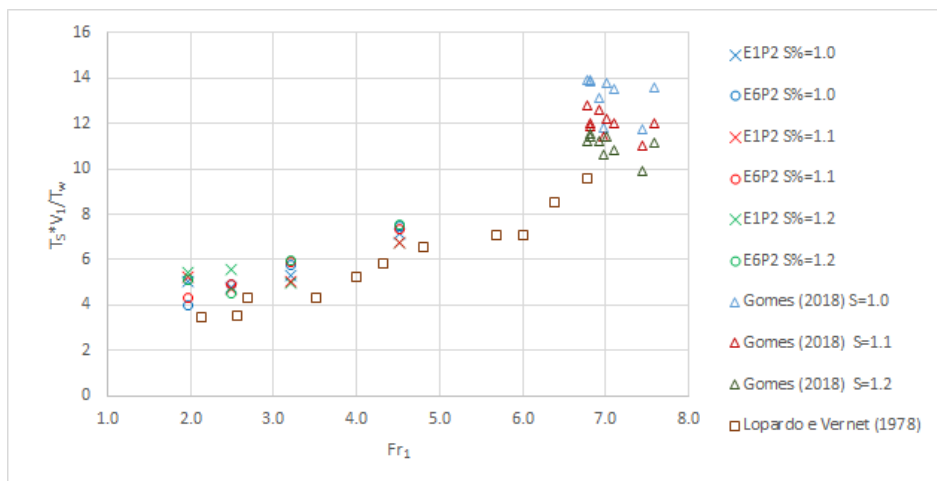


Figura 4.69 – Relação $T_s V_1 / T_w$ em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Na Figura 4.70 é apresentada a relação $g T_s / V_1$ em função de Fr_1 , utilizando o período significativo obtido pela análise no domínio do tempo. A Figura 4.71 apresenta a mesma análise considerando o período de pico (T_P).

Para os resultados que consideram o adimensional calculado em função de T_s verifica-se uma maior variabilidade para os dados referentes aos menores números de Froude, condições com menores velocidades V_1 . À medida que os valores do número de Froude se aproximam a $Fr_1 = 4,5$ os valores de $g T_s / V_1$ tendem ao valor de 2,5.

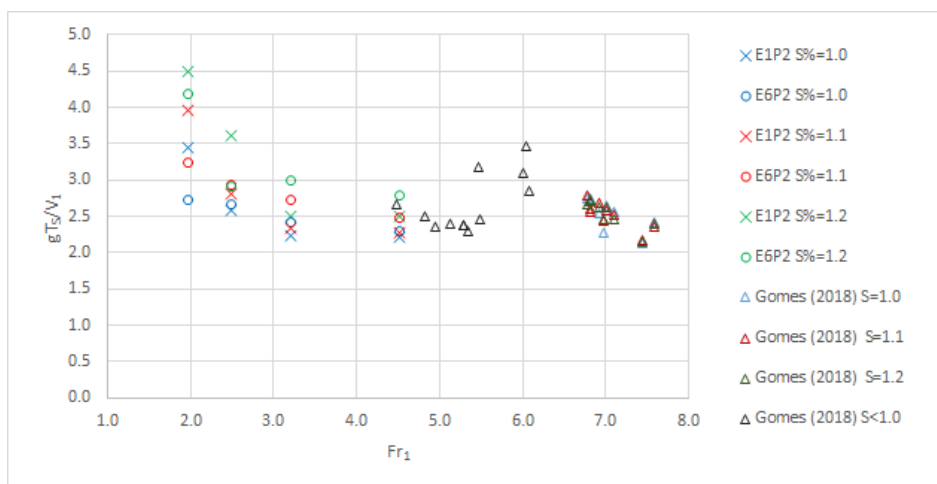


Figura 4.70 – Relação $g T_s / V_1$ (análise no domínio do tempo) em função do número de Froude do ressalto hidráulico.

Com relação ao comportamento de $g T_P / V_1$, verifica-se que estes apresentam valores que praticamente independem do número de Froude e com um valor médio próximo 2,5. Esse valor é similar ao verificado para os dados de Gomes (2018) nas condições com $1,0 < S < 1,20$.

Para os dados de Gomes (2018) referentes aos ensaios com $S < 1,0$ (ressalto hidráulico afastado do pé do vertedouro), alguns pontos não se ajustam bem à descrição apresentada na sentença anterior.

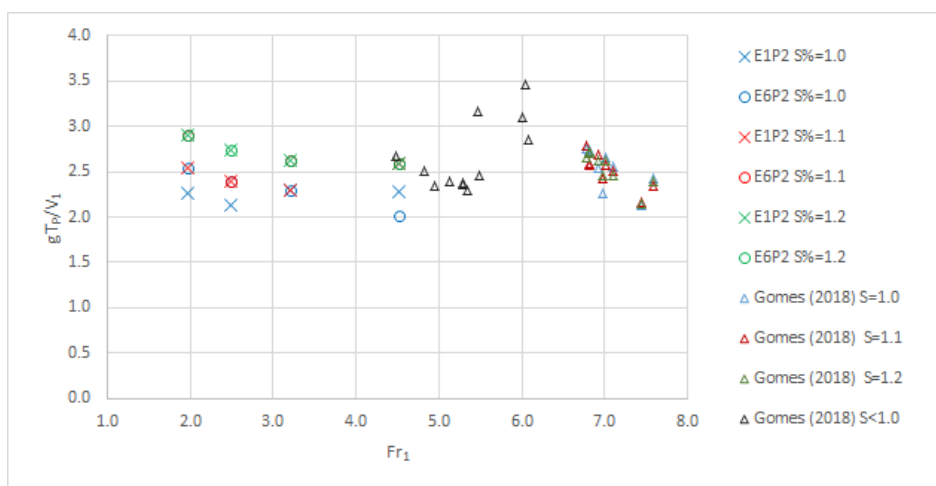


Figura 4.71 – Relação gT_P/V_1 (análise no domínio da frequência) em função do número de Froude do resalto hidráulico.

Os resultados apresentados da Figura 4.59 à Figura 4.71 serão complementados com avaliações das relações adimensionais em função da posição, $X/(Y_2 - Y_1)$.

4.4.3.2 Avaliações dos parâmetros adimensionais em relação à posição

Através das informações presentes na Tabela 4.39 realizou-se uma análise dos parâmetros adimensionais que relacionam as grandezas características das ondas e do escoamento, verificando sua variação em função da distância adimensionalizada com relação ao início do resalto hidráulico. A distância com relação à posição de início do resalto hidráulico (X) foi adimensionalizada pela diferença das alturas conjugadas, $X/(Y_2 - Y_1)$, tal como apresentada por Marques et al. (1997).

Nas análises realizadas para este item foram utilizados os parâmetros de altura e período significativo da onda H_S e T_S na análise no domínio do tempo e H_{m0} e T_P provenientes da análise no domínio da frequência. Foram utilizadas as mesmas relações adimensionais já avaliadas no item 4.4.3.1. No entanto, os resultados de algumas adimensionalizações serão apresentados apenas no Apêndice F.

A Figura 4.72 apresenta a variação da relação H_S/Y_1 em função da distância com relação ao início do resalto. Verifica-se pela análise desta figura que existe uma forte dependência de

H_S/Y_1 em função do número Froude. A variabilidade em função do número de Froude é superior que a variabilidade em função da submergência ou em função da posição.

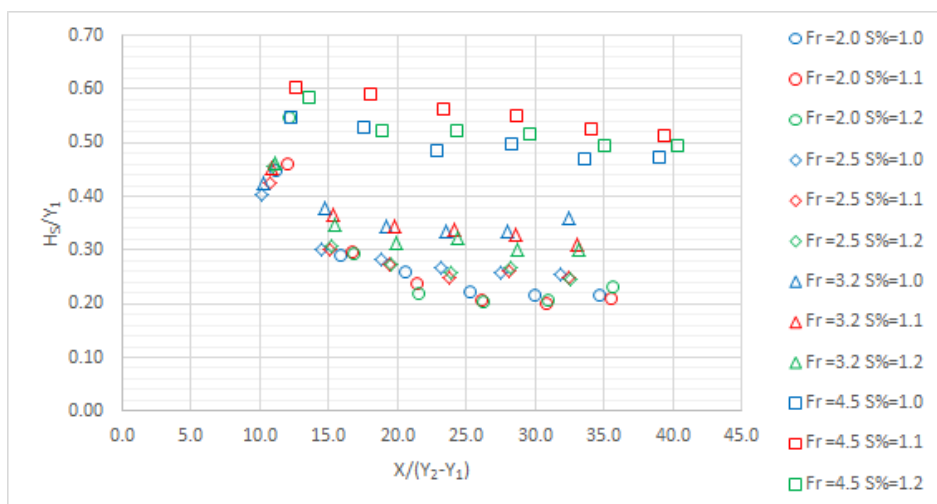


Figura 4.72 – Relação H_S/Y_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$.

Os resultados para a relação H_{m0}/Y_1 são apresentados no Apêndice F.

A adimensionalização da altura da onda pela energia dissipada no ressalto hidráulico, na forma de $H/\Delta E$, e analisada em função da distância do início do ressalto mostrou grande dispersão em função do número de Froude e da submergência, tal como já apresentado nas avaliações referentes à Figura 4.62.

A Figura 4.72 apresenta a relação $H_S/\Delta E$ em função de $X/(Y_2-Y_1)$. Verifica-se para posições adimensionais a partir de $X/(Y_2-Y_1) = 25$ que existe pouca variação para a relação analisada. Nesta figura, os valores referentes ao ensaio com $Fr_1 = 2,0$ e $S\% = 1,20$ foram suprimidos, pois resultaram distantes dos valores referente aos demais ensaios, dificultando a avaliação. No Apêndice F essa figura é apresentada com os resultados referentes a todas submergências. Os resultados para a relação $H_{m0}/\Delta E$, obtida da análise no domínio da frequência, também são apresentados em Apêndice F.

Para as relações adimensionais H/Y_2 , H/T_w , H/E_1 e H/E_2 foi possível propor equações de ajuste em função da posição adimensionalizada com relação ao ressalto hidráulico.

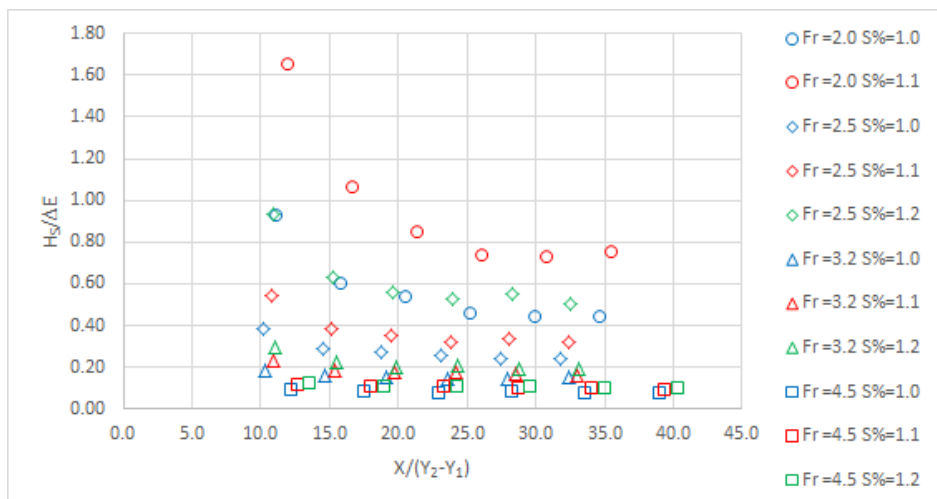


Figura 4.73 – Relação $H_s/\Delta E$ em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

Entre a Figura 4.74 e a Figura 4.81 são apresentadas as relações H_s/Y_2 e H_{m0}/Y_2 , H_s/T_w e H_{m0}/T_w , H_s/E_1 e H_{m0}/E_1 e, H_s/E_2 e H_{m0}/E_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

Nestas figuras, verificou-se que os valores das diversas relações adimensionais tendem a apresentarem valores praticamente constantes para posições a partir da posição $X/(Y_2 - Y_1) = 25$, aproximadamente três vezes o comprimento do ressalto hidráulico, considerando que Teixeira (2003) indica que o comprimento do mesmo se estende até a posição adimensional $X/(Y_2 - Y_1) = 8,0$.

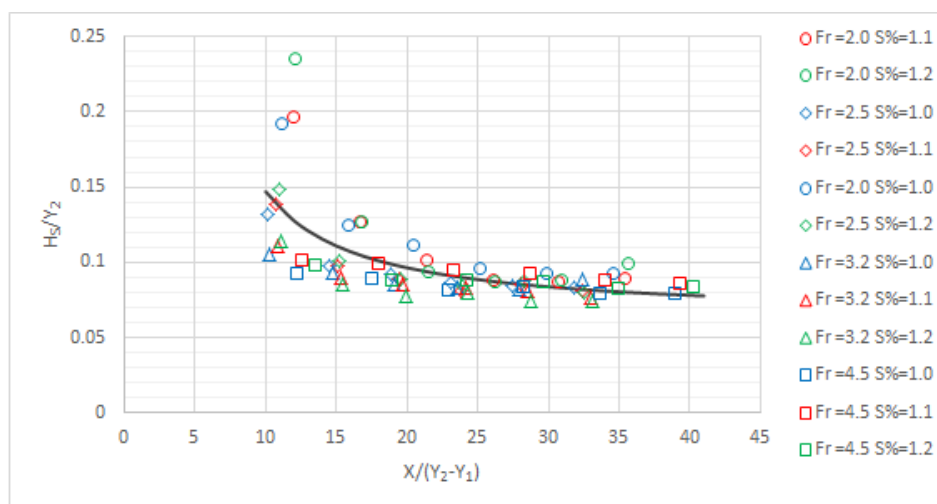


Figura 4.74 – Relação H_s/Y_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

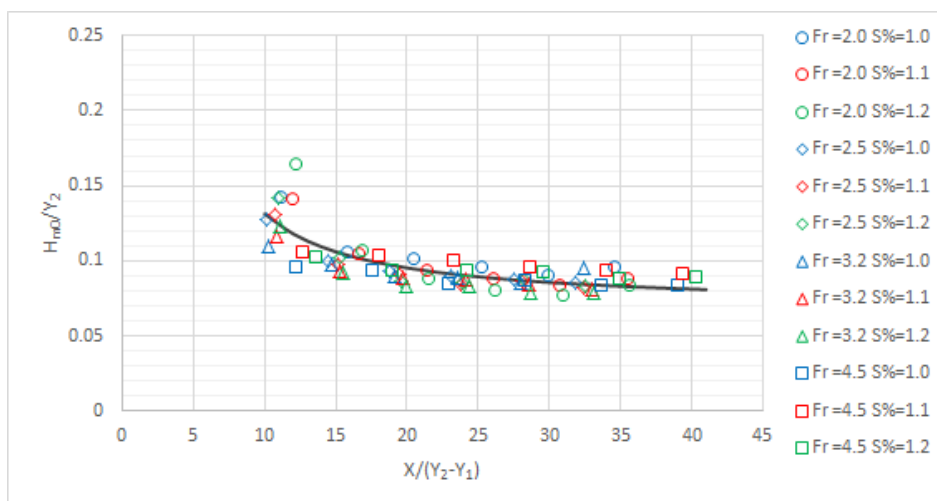


Figura 4.75 – Relação H_{m0}/Y_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

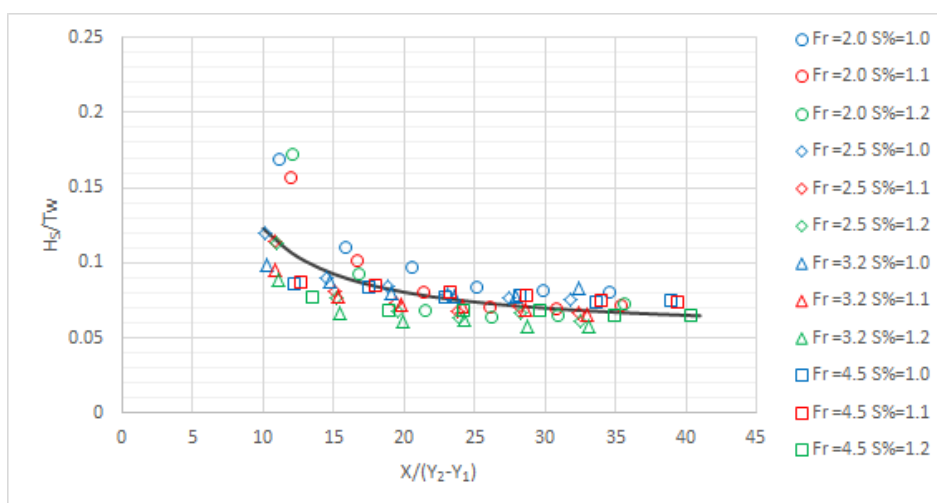


Figura 4.76 – Relação H_s/T_w em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

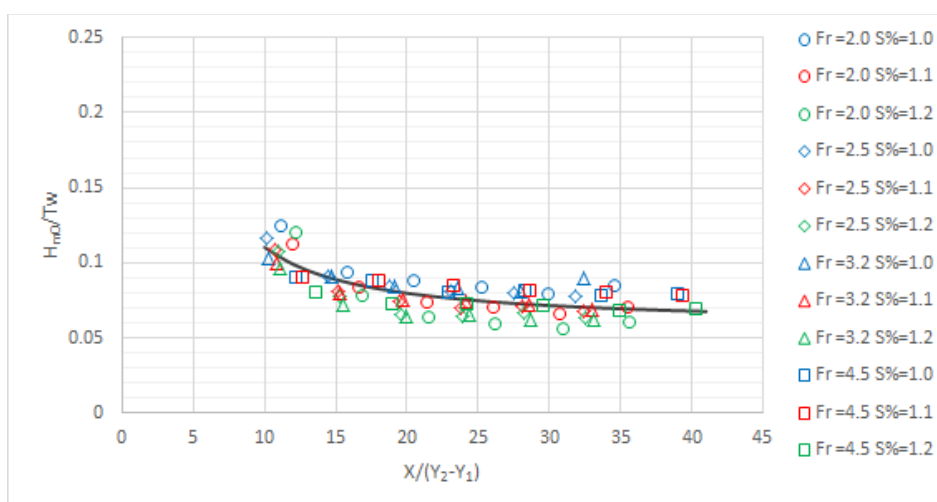


Figura 4.77 – Relação H_{m0}/T_w em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

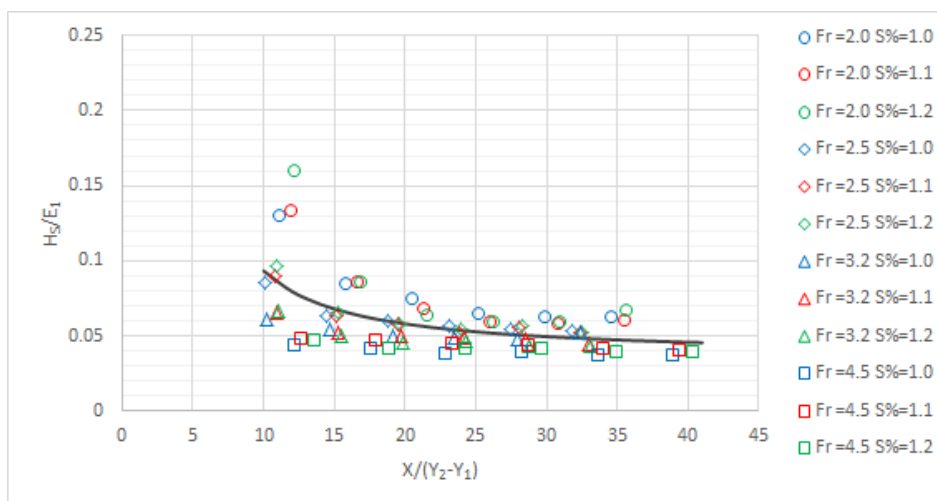


Figura 4.78 – Relação H_s/E_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

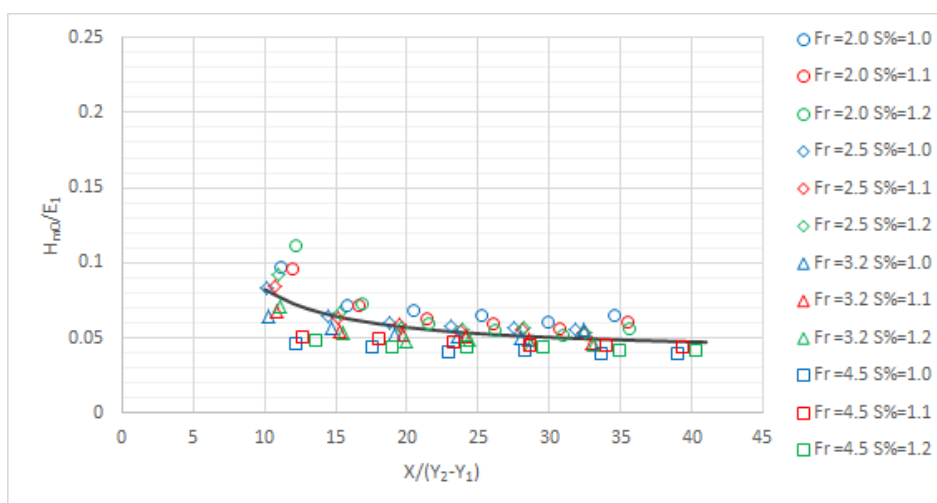


Figura 4.79 – Relação H_{m0}/E_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

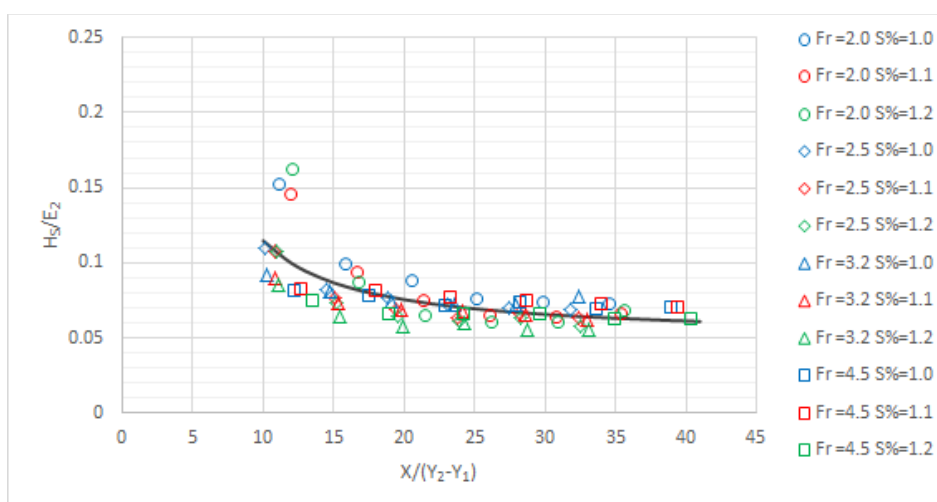


Figura 4.80 – Relação H_s/E_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

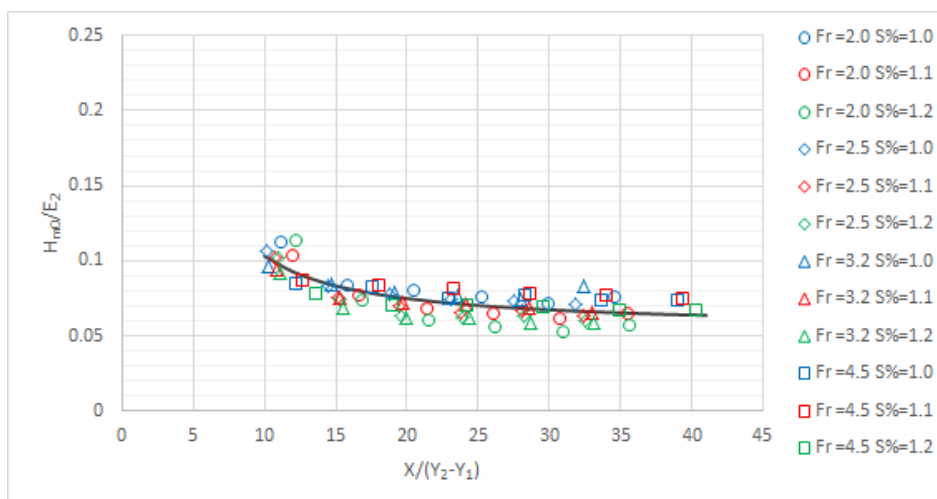


Figura 4.81 – Relação H_{m0}/E_2 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$.

O agrupamento resultante das adimensionalizações permitiu propor uma equação de ajuste para os dados experimentais em função da distância com relação ao início do ressalto, na forma proposta a seguir:

$$\frac{H}{\Lambda} = a_{\Lambda} \cdot e^{-\frac{b_{\Lambda}}{\Gamma}} \quad 4.11$$

Onde:

Λ = parâmetro do escoamento (m);

Γ = distância adimensional com relação ao início do ressalto hidráulico $X/(Y_2-Y_1)$;

a_{Λ} e b_{Λ} = coeficientes de ajuste para as equações, variam em função do Λ escolhido.

Os valores dos coeficientes a_{Λ} e b_{Λ} , bem como do coeficiente de determinação (R^2) são apresentados na Tabela 4.40 para cada uma das relações adimensionais em função dos parâmetros (Λ) do escoamento.

Conforme descrito anteriormente, a partir da posição adimensional $X/(Y_2-Y_1) = 25$, as relações H_s/Y_2 e H_{m0}/Y_2 , H_s/T_w e H_{m0}/T_w , H_s/E_1 e H_{m0}/E_1 e, H_s/E_2 e H_{m0}/E_2 tendem a apresentar valores constantes. Estes valores também são apresentados na Tabela 4.40.

Pelos resultados apresentados na Tabela 4.40 verifica-se que os ajustes que utilizam os parâmetros de onda obtidos pela análise no domínio da frequência apresentaram maiores valores para os coeficientes de determinação (R^2).

Os dados de altura da onda significativa (H_s), obtida pela análise no domínio do tempo, na posição E1P2 para os ensaios com $Fr_1=2,0$, resultaram consideravelmente maiores que os

demais, apresentando uma diferença entre 53% e 85% se comparado às medições realizadas na posição E2P2.

Como relatado no item 4.1.2.2 (Comparação entre as metodologias de análise de um registro de ondas), os valores de altura significativa de onda (H_s) para os ensaios com número de Froude $Fr_1 = 2,0$ referentes à posição E1P2 foram os únicos que não apresentaram valores próximos a H_{m0} , obtidos pela análise no domínio da frequência. Essa diferença acabou por se materializar em ajustes com menores coeficientes de determinação.

Tabela 4.40 – Coeficientes das equações de ajustes propostas para as relações adimensionais referentes às alturas das ondas em função da distância do início do ressalto hidráulico.

Parâmetro do escoamento (Λ)	Relação Adimensional	Tipo de Análise	Coeficientes da Equação 4.11			Valores para $X/(Y_2 - Y_1) \geq 25$
			a_Λ	b_Λ	R^2	
Y_2	H_s/Y_2	Domínio do tempo	0,0633	8,427	0,44	0,0858
	H_{m0}/Y_2	Domínio da frequência	0,0693	6,395	0,66	0,0872
T_w	H_s/T_w	Domínio do tempo	0,0527	8,468	0,49	0,0717
	H_{m0}/T_w	Domínio da frequência	0,0578	6,469	0,63	0,0731
E_1	H_s/E_1	Domínio do tempo	0,0362	9,476	0,33	0,0511
	H_{m0}/E_1	Domínio da frequência	0,0395	7,351	0,44	0,0517
E_2	H_s/E_2	Domínio do tempo	0,0498	8,343	0,51	0,0673
	H_{m0}/E_2	Domínio da frequência	0,0546	6,365	0,65	0,0686

Ainda pela análise da Tabela 4.40, verifica-se que os ajustes referentes ao parâmetro energia do escoamento na seção de montante do ressalto (E_1) apresentaram os menores coeficientes de determinação. Pela análise da Figura 4.78 e da Figura 4.79 verifica-se que a adimensionalização por este parâmetro apresenta a tendência de segregar os resultados em função no número de Froude. Os valores referentes aos maiores números de Froude se distribuem mais abaixo no eixo das ordenadas.

As adimensionalizações que consideram os demais parâmetros do escoamento (Y_2 , T_w e E_2) levam a ajustes que apresentam coeficientes de determinação bastante próximos. A adimensionalização em função do parâmetro Y_2 (Figura 4.74 e Figura 4.75) parece não apresentar qualquer segregação com relação ao número de Froude ou submergência do escoamento.

Nas adimensionalizações em função do parâmetro T_w (Figura 4.76 e Figura 4.77) e E_2 (Figura 4.80 e Figura 4.81) verificou-se que valores referentes à maior submergência se distribuem em posições mais abaixo na nuvem de pontos. Isso ocorre, pois, as alturas de ondas

verificadas nos ensaios realizados no modelo parcial apresentam valores que independem da submergência do escoamento.

A inclusão do fator de submergência T_w/Y_2 nas relações H_s/E_2 ou H_{m0}/E_2 não levou a um ajuste com coeficientes de determinação mais elevados.

As informações apresentadas na Tabela 4.40 podem ser utilizadas para a previsão das alturas de ondas em canais de restituição a jusante de vertedouros de baixa queda e grande vazão específica.

Para os adimensionais que consideram os períodos das ondas, verificou-se que as relações TV_1/T_w e Y_1/V_1T (número de Strouhal) se distribuem ao longo das ordenadas em função do número de Froude, tal como o comportamento verificado para esses adimensionais no item 4.4.3.1 (Avaliações dos parâmetros adimensionais em função do número de Froude do ressalto hidráulico) Para os adimensionais citados, os valores de período se mantêm praticamente constantes em função da distância com relação ao início do ressalto, como era de se esperar, uma vez que compartilham a principal fonte geradora de flutuações de nível de água.

A Figura 4.82 e apresenta a variação da relação Y_1/V_1T_P (número de Strouhal) em função da distância com relação ao início do ressalto. A Figura 4.83 e apresenta a variação da relação T_P/V_1T_w em função da distância com relação ao início do ressalto. No Apêndice F são apresentadas as relações Y_1/V_1T_s e T_s/V_1T_w .

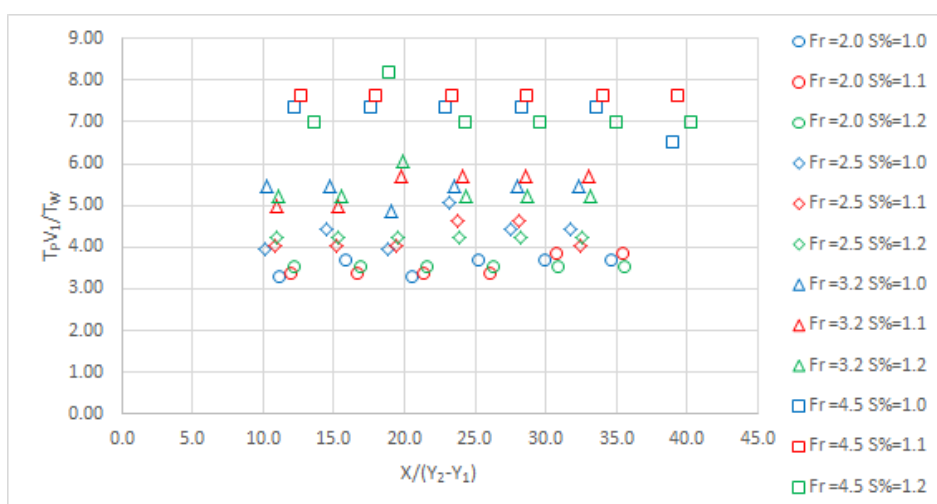


Figura 4.82 – Relação $T_P V_1 / T_w$ em função da distância adimensionalizada $X / (Y_2 - Y_1)$.

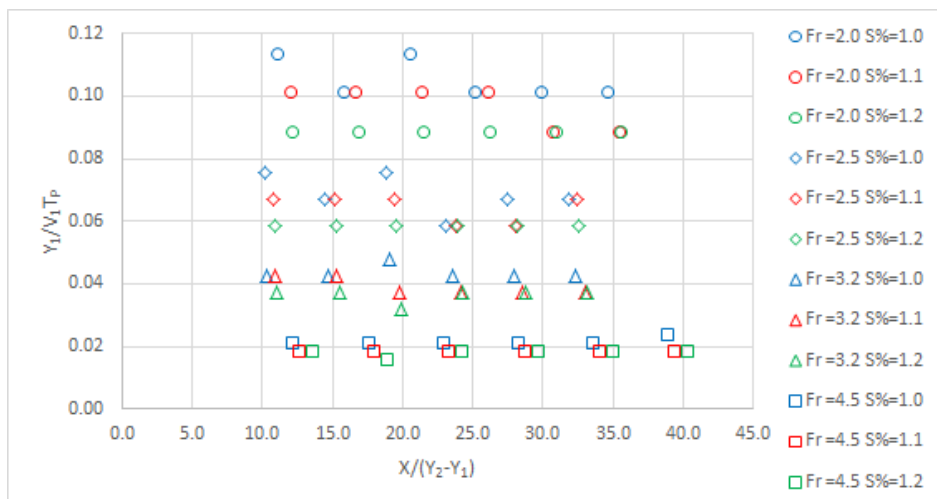


Figura 4.83 – Relação $Y_1/V_1 T_P$ (número de Strouhal) em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$.

A adimensionalização com relação a gT/V_1 não apresentou a mesma segregação em função do número de Froude. No entanto, verificou-se um agrupamento em função da submergência. A Figura 4.84 apresenta o comportamento do adimensional gT_P/V_1 em função de $X/(Y_2-Y_1)$.

A inclusão do fator de submergência $S = T_w/Y_2$, permite melhorar o agrupamento dos dados, resultando um valor médio para o adimensional $gT_P/V_1 S = 2,13$ (Figura 4.85). A mesma adimensionalização com relação ao período significativo (T_s), resultaram $gT_s/V_1 S = 2,20$ para os ensaios com número $2,5 < Fr_1 < 4,5$ e $2,86$ para $Fr_1 = 2,0$ (Figura 4.86). Já com relação ao período médio (\bar{T}), resultaram $gT_m/V_1 S = 1,70$ para $2,5 < Fr_1 < 4,5$ e $2,11$ para $Fr_1 = 2,0$ (Figura 4.87).

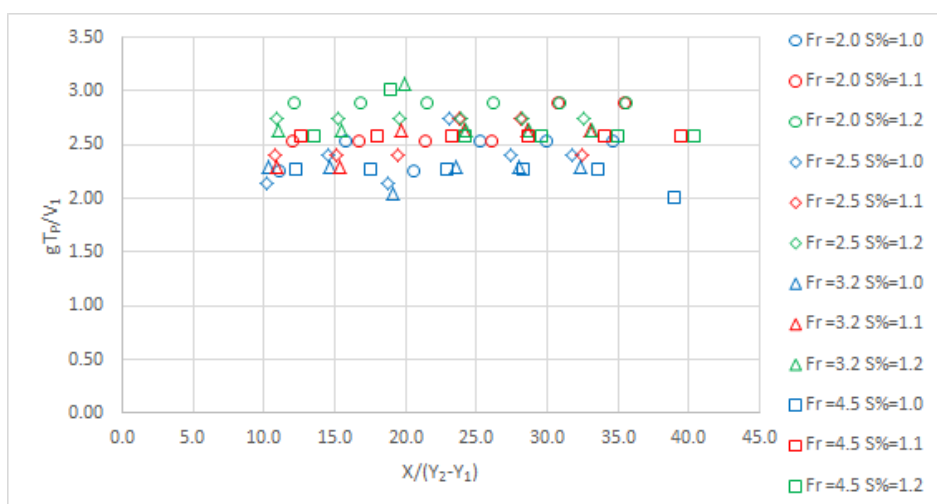


Figura 4.84 – Relação entre gT_P/V_1 em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$.

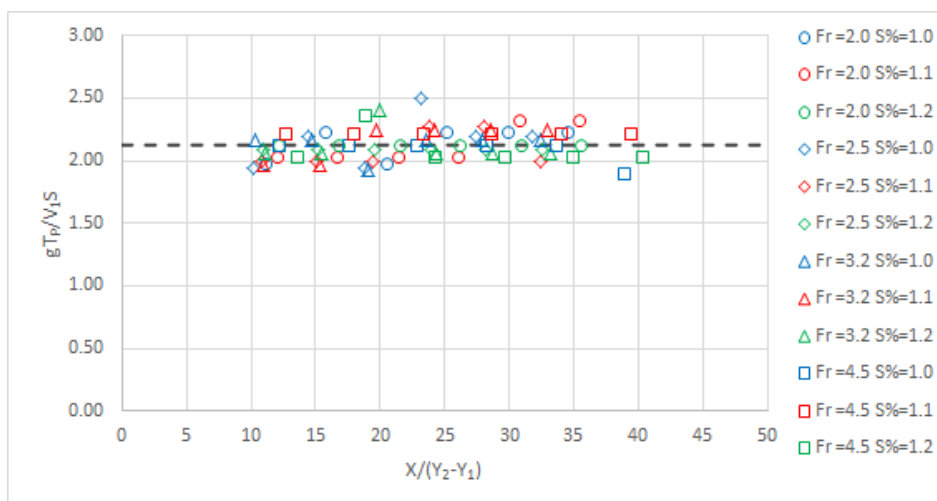


Figura 4.85 – Relação gT_P/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

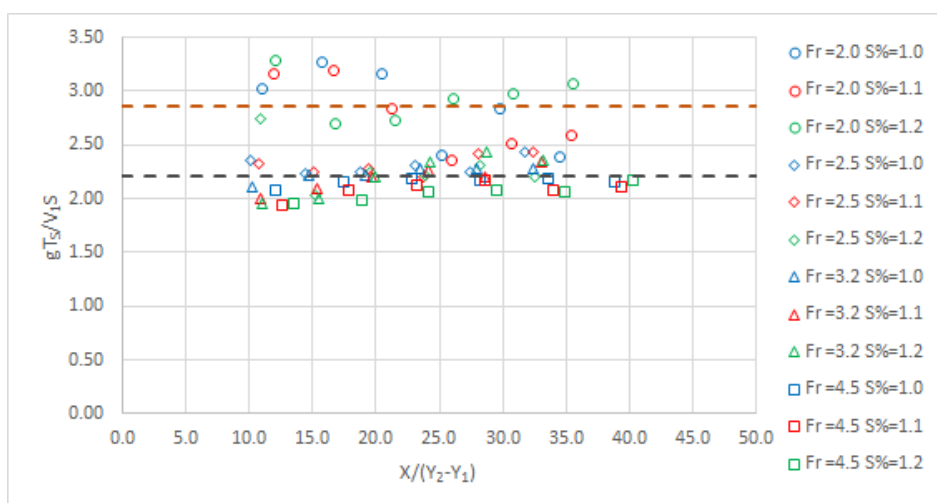


Figura 4.86 – Relação gT_S/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

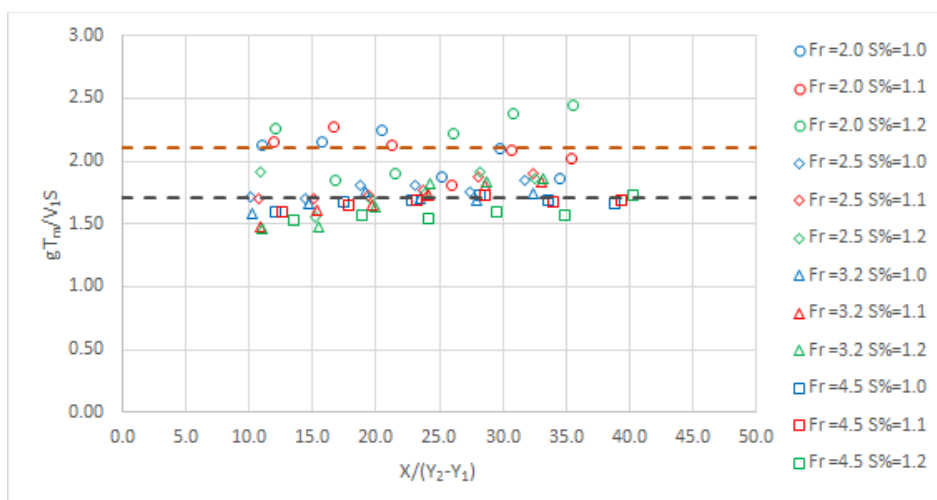


Figura 4.87 – Relação gT_m/V_1S em função da distância adimensionalizada $X/(Y_2 - Y_1)$.

A determinação dos adimensionais apresentados neste item e sua análise em função do número de Froude e da posição com relação ao ressalto hidráulico, permitiu identificar expressões que possibilitam estimar os valores dos parâmetros de altura e período de ondas que ocorrem a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica.

Essas informações podem ser úteis para o dimensionamento de obras de proteção de margens ou para a avaliação da condição de navegabilidade em cursos fluviais a jusante de obras hidráulicas que possuam as mesmas características da estudada nesta pesquisa.

4.5 ESTUDO DE CASO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA PROTEÇÃO DE MARGENS COM ENROCAMENTO

4.5.1 Critérios gerais e dados de entrada

O objetivo deste capítulo é apresentar uma verificação de dimensionamento de uma proteção com enrocamentos contra ação de ondas para a margem direita do rio Madeira utilizando dos resultados obtidos no item 4.4 (Relação entre os parâmetros de altura e de período das ondas e os parâmetros da hidráulica fluvial).

Os valores de diâmetro (D_{50}) do enrocamento necessários para prover proteção à ação de ondas foram calculados utilizando as metodologias de Hudson (1953), Van der Meer (1989) e Pilarczyk (1998), apresentadas na Revisão Bibliográfica.

Uma das atividades acordadas no Termo de Ajuste de Conduta, firmado entre a Santo Antônio Energia (SAE) e MPE, MPF, IBAMA, IPHAN, Município de Porto Velho, Defesa Civil Estadual, Defesa Civil Municipal e Corpo de Bombeiros, foi a execução de uma proteção com enrocamentos junto à margem direita do Rio Madeira visando a proteção contra ação de ondas. Segundo informações obtidas junto à SAE, a proteção foi executada com material proveniente das escavações obrigatórias realizadas para a construção da usina. O material foi lançado como ponta de aterro, sem controle de camadas e, por vezes, com ocorrência de lançamento diretamente na água. O lançamento do enrocamento foi realizado através de caminhões por via terrestre e/ou embarcados em balsas. O talude da camada de proteção resultou entre 1V:2H e 1V:2,5H e apresenta uma espessura de 4 m junto à crista. O material utilizado possui diâmetro entre 0,15 e 0,80 m, com D_{50} estimado entre 0,40 a 0,60 m. A proteção executada possui uma extensão de aproximadamente 5 km.

Neste estudo de caso foi avaliado o diâmetro do enrocamento necessário para conferir proteção à margem para as ondas geradas pela operação do vertedouro da UHE Santo Antônio

para uma vazão referente a um período de recorrência $TR = 50$ anos. Foi considerada a execução de um talude 1V:2H. A margem do rio foi considerada como núcleo impermeável. As avaliações do diâmetro para proteção de margem foram realizadas para a região próxima à posição de medição P6 do modelo de conjunto. A altura de onda devido ao ressalto hidráulico foi calculada para uma distância de 400 m do início do ressalto, posição equivalente ao final do canal de restituição. A massa específica do enrocamento foi definida em 2650 kg/m^3 .

Para o período de retorno escolhido a vazão estimada é de $50633 \text{ m}^3/\text{s}$ e o respectivo nível de jusante resulta $NA_{Jus} = 60,69 \text{ m}$. A montante, considerou-se o nível operacional do reservatório, $NA_{Res.} = 70,00 \text{ m}$.

Considerando as condições de operação apresentadas, utilizou-se a metodologia de Wiest et al. (2020) para determinar a cota referente à posição de início do ressalto (Z) e a partir dessa informação foi possível calcular as alturas conjugadas e o número de Froude (Fr_1) do escoamento. A Tabela 4.41 apresenta as condições de operação avaliadas e as características do ressalto hidráulico para essa condição.

Tabela 4.41 – Condições de operação e características do ressalto hidráulico formado para a vazão com $TR = 50$ anos.

Descrição	Símbolo	Valor	Unid.
Vazão $TR = 50$ anos (diária)	Q	50633	m^3/s
Vazão específica no vertedouro	q_v	168,78	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
Vazão específica no canal de restituição	q_c	136,85	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
Nível operacional do reservatório	$NA_{Res.}$	70,00	m
Nível de jusante	$NA_{Jus.}$	60,69	m
Cota canal de restituição	C_c	42,00	m
Cota da bacia de dissipação	C_B	38,00	m
Profundidade com relação à bacia de dissipação	T_w	22,69	m
Profundidade com relação ao canal de restituição	h	18,69	m
Altura conjugada rápida (perpendicular ao paramento)	$Y_1 = N_1$	9,54	m
Velocidade na seção de início do ressalto	V_1	17,69	m/s
Número de Froude	Fr_1	1,83	-
Altura conjugada lenta	Y_2	20,35	m
Submergência do ressalto	$S = T_w/Y_2$	1,11	m
Energia disponível a jusante (canal de restituição)	E_2	25,42	m
Posição de determinação da onda a jusante do início do ressalto	X	400,00	m
Distância adimensionalizada com relação ao ressalto	$X/(Y_2 - Y_1)$	37,0	-

A condição escolhida neste estudo de caso resultou em um ressalto hidráulico com número de Froude igual a 1,83. Conforme Peterka (1974) esta condição se enquadraria numa situação denominada como “pré-ressalto” ou “ressalto fraco”, quando o número de Froude na seção de entrada tem valores entre 1,7 e 2,5.

Os ensaios realizados neste estudo contemplaram ressaltos hidráulicos com números de Froude entre 2,0 e 4,5. Mesmo apresentando números de Froude superiores, os ensaios realizados também contemplaram a condição de pré-ressalto.

A vazão de TR = 50 anos é algo em torno de 20% superior à vazão referente aos ensaios com $Fr_1 = 2,0$. Julga-se que é razoável extrapolar os resultados obtidos nesta pesquisa para a situação abordada neste estudo de caso e, desta forma, utilizar as informações obtidas nos ensaios realizados nos modelos parcial e de conjunto para estimar os parâmetros de altura e período de ondas.

Hudson (1953), Van der Meer (1989) e Pilarczyk (1998), consideram parâmetros de ondas diferentes em suas metodologias. A formulação de Hudson (1953) demanda apenas o conhecimento da altura significativa (H_s) junto ao pé da estrutura para determinar o diâmetro do enrocamento de proteção. A metodologia de van der Meer (1989) utiliza, além da altura significativa (H_s), o valor do período médio determinado pela análise no domínio do tempo (\bar{T}). Já para a metodologia proposta por Pilarczyk (1998) se faz necessário o conhecimento da altura significativa (H_s ou H_{m0}) e do período de pico das ondas (T_p).

4.5.2 Estimativa dos parâmetros de onda devido ao ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica.

Os parâmetros de altura e de período de onda foram determinados para uma posição próxima ao final do canal de restituição, aproximadamente 400 m (valor de protótipo) a jusante do início do ressalto hidráulico.

Para a determinação da altura de onda foram utilizadas as informações apresentadas na Tabela 4.40 referente à relação adimensional que considera a energia a jusante do ressalto hidráulico (E_2) como o parâmetro do escoamento (Λ). Os resultados são apresentados abaixo:

$$\begin{aligned} H_s/E_2 &= 0,062 & H_s &= 1,59 \text{ m} \\ H_{m0}/E_2 &= 0,065 & H_{m0} &= 1,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Os períodos médio (\bar{T}) e de pico (T_p) foram calculados através das Equações 4.9 e 4.10, e resultaram: $\bar{T} = 4,7$ s e $T_p = 5,0$ s.

A determinação da altura das ondas junto à margem considerou uma redução de 40% com relação às alturas medidas no final do canal de restituição, conforme itens 4.1.1.3 e 4.1.2.4. Este valor foi obtido das avaliações realizadas no modelo de conjunto, onde verificaram-se reduções de altura de onda desta magnitude quando comparados os resultados médios dos pontos P3 (medição mais a jusante realizada no canal de restituição) e P6 (próximo a margem).

Em uma situação em que não se pode contar com medições em modelo, a atenuação da altura da onda poderia ser estimada através de modelos numéricos de propagação de ondas.

As alturas da onda nas proximidades da margem resultaram: $H_S = 0,95$ m e $H_{m0} = 0,99$ m.

Com relação aos períodos, de forma simplificada, considerou-se que estes se mantinham sem alterações entre a região mais próxima da fonte geradora das ondas e a margem do rio.

4.5.3 Resultados para a estimativa do material de proteção de margens

A Tabela 4.42 apresenta os resultados do dimensionamento da proteção de margens contra a ação de ondas com uso de enrocamento através das fórmulas de Hudson (1953), Van der Meer (1989) e Pilarczyk (1998).

Para o dimensionamento conforme Hudson (1953) foi considerando o coeficiente de estabilidade ($K_D = 1,0$) referente à condição de núcleo impermeável. Foi utilizada a altura significativa da onda $H_S = 0,95$ m. Para a metodologia de van der Meer (1989), foi considerado o coeficiente de permeabilidade referente a núcleo impermeável ($P_b = 0,10$), o parâmetro de dano para a condição de início de dano ($S_d = 2,0$) e o número de ondas $N = 7500$. A altura de onda significativa considerada foi $H_S = 0,95$ m com período médio $\bar{T} = 4,7$ s. Na metodologia de Pilarczyk (1998) foi considerado o coeficiente de permeabilidade referente a núcleo impermeável ($P_b = 0,10$), o parâmetro de dano para a condição de início de dano ($S_d = 2,0$), o número de ondas $N = 3000$, o fator de estabilidade empírico de majoração referente ao enrocamento ($\Psi_u = 1$) e o coeficiente relacionado ao processo de interação entre ondas e revestimentos ásperos e permeáveis ($b = 0,5$). A altura de onda significativa considerada foi $H_{m0} = 0,99$ m com período de pico $T_P = 5,0$ s.

As metodologias de dimensionamento de proteções de enrocamento de Van de Meer (1988) e Pilarczyk (1998) foram desenvolvidas no contexto da hidráulica marítima e, desta forma, ao considerarem um número específico de ondas incidentes sobre o talude, estão, na verdade, definindo uma variável que representa a duração do evento gerador das ondas. No caso da hidráulica marítima, este evento seria um evento climático, tal como uma tempestade.

No caso da hidráulica fluvial, mais especificamente, em ondas causadas pela operação de uma estrutura de vertimento de cheias, o número de ondas incidentes está relacionado ao tempo em que a estrutura de vertimento permanece operando.

Na metodologia de Van der Meer (1988), a incidência de 7000 ondas com período médio de 4,7 s equivaleria a um tempo de operação do vertedouro de aproximadamente 9,1 horas. Já para a metodologia de Pilarczyk (1998), ao considerar a incidência de 3000 ondas com período de pico de 5 s, o tempo estimado de operação do vertedouro seria de 4,2 horas.

Tabela 4.42 – Resultados do dimensionamento da proteção de margens.

Autor	Parâmetros	D_{50} (m)
Hudson (1953)	$H_s = 0,95$ m	0,58 m
	$K_D = 1,0$	
Van der Meer (1988)	$H_s = 0,95$ m	0,58 m
	$\bar{T} = 4,7$ s	
	$P = 0,10$	
	$S_d = 2,0$	
	$N = 7500$ ondas	
Pilarczyk (1998)	$H_{m0} = 0,99$ m	0,56 m
	$T_p = 5,0$ s	
	$P = 0,10$	
	$S_d = 2,0$	
	$N = 3000$ ondas	
	$\Psi_u = 1,0$	
	$b = 0,50$	

Verifica-se pela Tabela 4.42 que os dimensionamentos utilizando as diferentes metodologias resultaram, praticamente, no mesmo valor de D_{50} . Este valor está bastante próximo ao do material utilizado na proteção da margem direita do rio Madeira. Desta forma, pode-se dizer que a solução utilizada seria adequada para uma condição de cheia referente a um período de recorrência de aproximadamente 50 anos.

As informações obtidas através dos ensaios realizados nos modelos parcial e de conjunto são de grande utilidade para o dimensionamento de estruturas de proteção de margens. As equações propostas para a determinação dos parâmetros de altura e período de ondas podem auxiliar no processo de dimensionamento em situações onde resultados obtidos através de modelos reduzidos não estão disponíveis.

As equações propostas no item 4.4.3.2 (Avaliações dos parâmetros adimensionais em relação à posição) podem ser utilizadas para a determinação dos parâmetros de altura e período das ondas formadas a jusante de um vertedouro de baixa queda e grade vazão específica.

5 CONCLUSÕES

O objetivo desta pesquisa é validar um método de análise de dados de ondas geradas a jusante de um vertedouro de uma barragem de baixa queda e grande vazão específica, fazendo uso de técnicas normalmente utilizadas em cálculos e projetos usuais na hidráulica marítima e, desta forma, contribuir para o entendimento dos padrões das ondas formadas pela operação dessas estruturas, visando fornecer informações que possam ser utilizadas em obras de proteção de margens.

Para cada uma das etapas listadas nos Objetivos desta pesquisa são apresentadas as principais conclusões obtidas:

5.1 AVALIAÇÃO DAS DIFERENTES METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE UM REGISTRO DE ONDAS E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE ALTURA E PERÍODO

Nesta etapa foram avaliadas as metodologias de análise do registro de onda no domínio da frequência (análise espectral) e no domínio do tempo.

Através do observado na análise no domínio da frequência, recomenda-se o tratamento dos sinais através de um filtro passa-baixa nas situações em que existem energias associadas a frequências sabidamente não relacionadas às causas dos fenômenos físicos investigados.

No caso dos ensaios realizados no modelo parcial (escala 1:50) com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, verificou-se a existência de energia significativa nas oscilações de nível de água em valores de frequência a partir de 25 Hz. A existência de componentes de energia em frequências mais elevadas influencia, principalmente, a determinação do parâmetro T_{02} (período médio da onda determinado pela análise no domínio da frequência), levando a valores que parecem não apresentar relação física importante com as forças que atuam sobre as ondas geradas no canal de ensaios.

Este problema não foi verificado nos ensaios realizados no modelo de conjunto (1:80), o que leva a pensar que este efeito pode ter sido causado pelas velocidades da água mais elevadas que se manifestam no modelo parcial (escala 1:50). As sondas capacitivas utilizadas neste estudo são instrumentos idealizados para a medição de oscilações da superfície livre em condições onde inexistam correntes significativas.

O tratamento com filtro passa-baixa não acarreta em alterações significativas nos valores da altura significativa (H_{m0}) e do período de pico (T_P).

Com relação à análise no domínio do tempo, foram testados três critérios para a contagem da onda através do software SAM, desenvolvido pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), considerando 2, 4 ou 6 pontos para a identificação de uma oscilação de nível da superfície livre como uma onda propriamente dita.

Verificou-se que os parâmetros de altura e de período sofrem pouca influência devido ao critério de identificação das ondas para os ensaios com números de Froude (Fr_1) iguais a 3,2 e 4,5. No entanto, para ensaios com $2,0 \leq Fr_1 \leq 2,5$ a definição do critério de contagem se mostrou importante, com diferenças significativas para os parâmetros de altura significativa (H_s), período significativo (T_s) e período médio (\bar{T}).

As análises realizadas sugerem que a utilização do critério com 4 pontos é o mais adequado para ser utilizado para as condições de ondas formadas a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica. Essa sugestão segue a recomendação de Endres e Capitão (2010) referente à agitação marítima.

Os resultados obtidos através das duas metodologias de análise do registro de ondas levaram à determinação de parâmetros de onda com valores próximos e permitiram caracterizar o comportamento das ondas nos ensaios realizados em ambos os modelos.

5.1.1 Parâmetros de onda determinados nos ensaios no modelo parcial - escala 1:50

As alturas significativas, determinadas tanto pela análise no domínio da frequência (H_{m0}) como pela análise no domínio do tempo (H_s), apresentaram a tendência de atenuação à medida que se afastam do ressalto hidráulico, mas estabilizando-se para as últimas posições de medição. Os valores de altura significativa apresentaram valores decrescentes em função do aumento do número de Froude (diminuição da vazão). Os valores de altura significativa se mantiveram muito próximos para diferentes condições de submergência.

Com relação aos períodos de pico (T_P) e médio (T_{02}), obtidos através da análise no domínio da frequência, verificou-se que estes apresentam pouca variação à medida que se afastam do ressalto hidráulico. Existe a tendência do aumento dos valores de T_P e T_{02} com o aumento do fator de submergência. Não se verificou variação significativa desses parâmetros com relação ao número de Froude. A determinação dos valores do período de pico (T_P) é influenciado pela largura da banda (β_w) definida para análise espectral, pois para valores mais reduzidos deste parâmetro aumenta a variabilidade dos resultados para cada frequência.

Com relação aos períodos significativos (T_s) e médios (\bar{T}), determinados pela análise no domínio do tempo, verificou-se que estes não variaram significativamente com relação à

posição de medição, apresentando um desvio máximo da ordem de 15% com relação à média dos valores medidos em todas as posições. Os valores de T_s e \bar{T} apresentaram a tendência de aumentar com o aumento da submergência, sendo verificados desvios médios da ordem de 20% e 25%, respectivamente.

Não se verificaram variações importantes nos períodos significativos (T_s) e médios (\bar{T}) em função do número de Froude para os ensaios com $Fr_1 \geq 2,5$. O ensaio para a condição $Fr_1 = 2,0$ apresentou os maiores valores referentes a T_s e \bar{T} .

5.1.2 Parâmetros de onda determinados nos ensaios no modelo de conjunto - escala 1:80

No modelo de conjunto o comportamento das alturas significativas, determinadas tanto pela análise no domínio da frequência (H_{m0}) como pela análise no domínio do tempo (H_s), apresentou tendência de atenuação à medida que se afastam do ressalto hidráulico e apresentaram valores decrescentes em função do aumento do número de Froude (diminuição da vazão). Verificou-se uma diminuição da ordem de 40% na altura de onda entre o final do canal de restituição, posição de medição P3, e as proximidades da margem direita, posição P6.

Os períodos de pico (T_P) e médio (T_{02}), obtidos através da análise no domínio da frequência, apresentam pouca variação à medida que se afastam do ressalto hidráulico para jusante, mesmo considerando os pontos medidos fora do alinhamento do canal de restituição.

Existe a tendência do aumento dos valores de T_P e T_{02} com o aumento do fator de submergência nas três medições realizadas no interior do canal de restituição. Para as demais posições esse comportamento não foi verificado.

Já com relação ao número de Froude, não se verificou variação significativa destes parâmetros. A variação do período de pico (T_P) é influenciada pela largura da banda (β_w) definida para análise espectral, na forma como mencionado anteriormente.

Os períodos significativos (T_s) e médios (\bar{T}) determinados pela análise no domínio do tempo apresentaram comportamento semelhante a T_P e T_{02} . Os desvios médios desses parâmetros com relação à posição de medição foram de 15% e 25% respectivamente. Os valores de T_s e \bar{T} apresentaram a tendência de aumentar com o aumento da submergência, sendo verificados desvios médios da ordem de 20% e 25%, respectivamente. Já com relação à submergência verificaram-se variações da ordem de 15% para ambos os parâmetros.

5.2 AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DAS TEORIAS CLÁSSICAS DESCRITIVAS DE ONDAS AOS DADOS OBTIDOS

Através da medição do perfil de velocidades e do emprego da equação de dispersão referente à situação de vorticidade constante, foi possível obter a celeridade e os comprimentos das ondas geradas a jusante do ressalto hidráulico. Os valores de celeridade teórica, determinados pela equação de dispersão, foram comparados com os valores de celeridade da onda observados a partir da análise da correlação cruzada entre duas medições de flutuação de níveis realizadas simultaneamente. A diferença média entre os valores de celeridade teórica e observada resultou em 16%, quando calculados considerando os dados de período significativo (T_s). A proximidade entre os valores de celeridade teórica e celeridade observada é uma indicação de que as teorias clássicas descritivas das ondas podem ser aplicadas ao caso estudado.

A partir dos valores calculados para o comprimento de onda foi possível determinar a profundidade relativa a jusante do ressalto e classificar a condição de propagação das ondas em águas intermediárias. Nesta condição, o fundo do canal exerce influência sobre as características das ondas.

A partir dos parâmetros de ondas obtidos no item 4.1 (Análise do registro de ondas e determinação dos parâmetros de altura e período), verificou-se que as ondas formadas a jusante do ressalto hidráulico em uma bacia de dissipação de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica, podem ser classificadas dentro da Teoria de Stokes 2ª Ordem, tal como verificado por Gomes (2018) no caso de ondas a jusante de ressaltos hidráulicos formados após um vertedouro em degraus. As condições estudadas por Gomes (2018) consideram ressaltos hidráulicos com números de Froude variando entre 4,49 e 7,58 e submergências (S) entre 0,80 e 1,20.

Em algumas posições de medição, notadamente para os ensaios com números de Froude iguais a 2,0 e 2,5, a relação dos adimensionais levou a uma caracterização como Stokes de 3ª Ordem.

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS PARCIAL E DE CONJUNTO

Para a comparação dos resultados obtidos nos modelos, os valores dos parâmetros de altura e período foram convertidos para a escala de protótipo segundo o critério de semelhança

de Froude. As análises foram realizadas considerando os resultados das medições feitas nas posições E2P2, E4P2 e E6P2, no modelo parcial, e as medições realizadas em P1, P2 e P3, no modelo de conjunto. Essas posições compartilharam as mesmas distâncias, em escala de protótipo, com relação à estrutura do vertedouro.

As diferenças com relação à altura significativa da onda, na comparação entre o modelo parcial e o modelo de conjunto, determinadas tanto pela análise no domínio do tempo como no domínio da frequência, tendem a diminuir com o aumento do número de Froude. Os resultados obtidos através dos ensaios no modelo de conjunto apresentam valores inferiores aos verificados no modelo parcial para a grande maioria dos casos.

Verifica-se também que os valores de altura significativa determinados através da análise no domínio da frequência apresentam diferenças menores que as verificadas pelos dados obtidos através da análise no domínio do tempo.

Com relação aos períodos, não se verificou um comportamento com dependência clara em relação ao número de Froude do ressalto hidráulico. Os valores obtidos através da análise no domínio da frequência resultaram em diferenças menores na comparação entre os modelos.

5.3.1 Comentários sobre efeitos de escala e de modelo

Apesar das escalas dos modelos reduzidos empregados nesta pesquisa estarem dentro de uma faixa usualmente utilizada em estudos de aproveitamentos hidrelétricos, no campo da hidráulica fluvial, e de acordo com as praticadas, também, na hidráulica marítima, foram verificadas diferenças com relação à altura da onda quando comparados os resultados dos dois modelos. Essas diferenças podem ser justificadas devidos a efeitos de escala e de modelos.

Efeitos de escala estão sempre presentes nos estudos em modelos reduzidos, sendo a função do engenheiro (a) mantê-los dentro de uma faixa aceitável de valores

No que diz respeito aos efeitos de modelo parece clara a existência de diferenças devido, principalmente, à proximidade de paredes com os pontos de medição, com provável papel importante na reflexão de ondas. O modelo parcial é restrito em representar o protótipo horizontalmente, somente na direção principal do escoamento.

As maiores diferenças, principalmente com relação à altura da onda, foram verificadas para os ensaios com $Fr_1 = 2,0$. As maiores velocidades do escoamento para essa condição, no modelo parcial, levaram à formação de perturbações superficiais e subsuperficiais na linha de água. Essas perturbações podem ser um dos motivos para as maiores diferenças observadas nestes ensaios.

5.4 AVALIAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS DE ALTURA E PERÍODO DE ONDAS EM FUNÇÃO DE PARÂMETROS USUAIS DA HIDRÁULICA FLUVIAL

5.4.1 Determinação das alturas conjugadas e da posição do ressalto hidráulico

Foram avaliadas as metodologias propostas por Hager (1988), Kawagoshi e Hager (1990), Ohtsu e Yasuda (1991), Carollo et al. (2015) e Bejestan e Shokrian (2015) para o cálculo das alturas conjugadas em ressalto hidráulico afogado. Entretanto, verificou-se que tais metodologias foram determinadas para condições diferentes das que ocorrem em uma bacia de dissipação de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica, onde se formam ressaltos hidráulicos com baixos números de Froude, no caso, $Fr_1 \leq 4,5$.

As alturas conjugadas foram determinadas pela equação de Bélanger (1828), desenvolvida para o ressalto livre. Mesmo apresentando esta limitação, trata de uma referência amplamente conhecida e de simples aplicação, seu emprego é aceitável em condições práticas de dimensionamento de estruturas de dissipação de energia.

A determinação da posição de início do ressalto hidráulico foi feita a partir de análise de imagens dos ensaios. Os dados provenientes desta análise foram comparados com a expressão proposta por Wiest et al. (2020) para a determinação da posição de início do ressalto. Apesar de estarem fora da faixa de valores estudados pelo autor, os dados obtidos apresentaram a mesma tendência, indicando que a expressão proposta pode ser usada também para as condições de formação de ressalto hidráulicos afogado a jusante de vertedouros de baixa queda e grande vazão específica.

5.4.2 Adimensionalização das alturas e períodos das ondas com relação a parâmetros usuais da hidráulica fluvial

Através da análise dimensional foram determinadas diversas relações adimensionais entre os parâmetros das ondas (altura e período) e as grandezas características do ressalto hidráulico. Os dados referentes a este trabalho foram comparados com os resultados de Abou-Seida (1963), Lopardo e Vernet (1978), Mok (2004) e Gomes (2018).

As relações adimensionais obtidas foram analisadas em função do número de Froude (Fr_1) e em função da distância do início do ressalto, $X/(Y_2 - Y_1)$.

Verificou-se que H_s/Y_1 , H_s/Y_2 , H_s/T_w , H_s/E_1 e H_s/E_2 possuem pouca variação com relação ao grau de submergência. O comportamento com relação ao número de Froude é

diferente de acordo com a posição onde a medição foi realizada. Para as relações adimensionais H_s/Y_2 , H_s/T_w , H_s/E_1 e H_s/E_2 referentes à posição mais próxima do ressalto (E1P2) verificou-se maior variação em função do número de Froude se comparada à posição mais afastada (E6P2). Para a relação H_s/Y_1 , o comportamento foi inverso. As diferenças verificadas entre as medições parecem ser maiores para as condições com menores números de Froude.

A análise das relações adimensionais citadas, em função do número de Froude, indicou que existem diferenças de comportamento entre os dados dos diversos autores. Essas diferenças podem estar relacionadas às condições distintas de formação do ressalto hidráulico e, conseqüentemente, de turbulência.

Com relação aos períodos, foram avaliadas três relações adimensionais: Y_1/V_1T (número de Strouhal), TV_1/T_w e gT/V_1 . Para o adimensional Y_1/V_1T foram determinadas três equações de ajuste em função do número de Froude, considerando o período significativo (T_s), o período de pico (T_p) e o período médio (\bar{T}). Para o adimensional TV_1/T_w , verificou-se que este segue a tendência apresentada pelos dados de Lopardo e Vernet (1978). Com relação ao comportamento de gT/V_1 , verifica-se que este apresenta valores praticamente independentes do número de Froude e com um valor médio próximo 2,5. Esse valor é similar ao verificado para os dados de Gomes (2018) nas condições com $1,0 < S < 1,20$.

Nas avaliações das relações adimensionais em função da posição, os valores das relações H/Y_2 , H/T_w , H/E_1 e H/E_2 (obtidos tanto por H_s como para H_{m0}) se mantêm praticamente constantes a partir da posição $X/(Y_2-Y_1) = 25$, aproximadamente três vezes o comprimento do ressalto hidráulico, $X/(Y_2-Y_1) = 8$, conforme Teixeira (2003).

Para os adimensionais H/Y_2 , H/T_w , H/E_1 e H/E_2 foi possível estabelecer equações de ajuste que permitem definir as alturas das ondas em função da posição adimensionalizada $X/(Y_2-Y_1)$. As adimensionalizações que consideram os parâmetros do escoamento Y_2 , T_w e E_2 apresentaram ajustes com os melhores coeficientes de determinação. Os ajustes realizados para os adimensionais determinados com a altura da onda obtida pela análise no domínio da frequência (H_{m0}) apresentaram coeficientes de determinação mais elevados.

Nas análises com relação aos adimensionais que consideram os períodos das ondas, Y_1/V_1T (número de Strouhal), TV_1/T_w e gT/V_1 , verificou-se que os valores se mantêm praticamente constantes em função da distância com relação ao ressalto hidráulico. A utilização do fator de submergência em conjunto com os adimensionais TV_1/T_w e gT/V_1 permite melhorar o agrupamento dos dados. No caso do adimensional $gT_p Y_2/V_1 T_w$ os dados se agruparam em torno de um valor constante, independentemente do número de Froude.

A determinação das relações adimensionais e sua análise em função do número de Froude e da posição com relação ao ressalto hidráulico, permitiu identificar expressões que possibilitam estimar os valores dos parâmetros de altura e período de ondas que ocorrem a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica. Julga-se que essas informações são úteis para o dimensionamento de obras de proteção de margens ou para a avaliação da condição de navegabilidade em cursos fluviais a jusante de obras hidráulicas, que possuam as mesmas características da estudada nesta pesquisa.

5.4.3 Estudo de caso de dimensionamento de uma proteção de margens com enrocamento

O estudo de caso de dimensionamento foi realizado considerando uma condição de vazão com tempo de recorrência $TR = 50$ anos. As alturas das ondas foram estimadas com a utilização das equações definidas em função da avaliação das relações adimensionais obtidas através das medições realizadas no modelo parcial. As alturas de onda nas proximidades da margem resultaram próximas a 1,0 m. O dimensionamento da proteção de margem, calculada através das equações de Hudson (1953), Van der Meer (1989) e Pilarczyk (1998), definiram um enrocamento com $D_{50\%} = 0,60$ m, aproximadamente.

O estudo de caso realizado indicou que a proteção de margens implementada no protótipo estaria adequada para uma situação de vazão próxima ao período de retorno avaliado.

As informações obtidas através dos ensaios realizados nos modelos parcial e de conjunto são imprescindíveis para o dimensionamento de estruturas de proteção de margens. As equações propostas para a determinação dos parâmetros de altura e período de ondas podem auxiliar no processo de dimensionamento em situações onde resultados obtidos através de modelos reduzidos não estão disponíveis.

6 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Esta pesquisa não esgota o tema referente à caracterização de ondas formadas a partir da operação de estruturas hidráulicas. Desta forma, recomendam-se os seguintes temas para continuidade deste estudo:

- Ampliação da faixa de números de Froude estudada em vertedouros de baixa queda e grande vazão específica, tanto para valores $Fr_1 < 2,0$ onde ocorre a formação de um pré-ressalto, como para valores de $Fr_1 > 4,5$, condições de ressalto estável;
- Promover estudos com objetivo de determinar uma expressão para a definição das alturas conjugadas nas condições verificadas para um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro de baixa queda e grande vazão específica;
- Avaliar as características das ondas formadas em outros tipos de vertedouros, tais como vertedouros convencionais, que permitam a formação de ressaltos hidráulicos com número de Froude mais elevados, e vertedouros com dissipador do tipo salto de esqui;
- Avaliar o comportamento dos adimensionais em função da posição adimensionalizada, $X/(Y_2 - Y_1)$, para outros tipos de estruturas de vertimento e dissipação e energia;
- Promover estudos mais detalhados para avaliação dos efeitos de escala, com a utilização de modelos com menores valores fatores de escala (λ) e estudos em séries de escala;
- Realizar estudos em canais de ondas considerando as características das oscilações formadas a jusante de vertedouros visando avaliar soluções de proteção de margens;
- Realizar estudos sobre a interação entre onda e corrente e seu efeito sobre o dimensionamento de proteção de margens;
- Avaliar as implicações das ondas formadas a jusante de vertedouros sobre as condições de navegação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOU-SEIDA, M. M. Wave action below spillways. **Journal of Hydraulics Division**, Proc. ASCE, 89 (HY3), p. 133-152, 1963.

AIRY, G. B. Tides and waves. **Encyclopedia Metropolitana**, v.192, p 241-396, 1845 apud KAMPHUIS, J. W. **Introduction to coastal engineering and management**. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 30, 2nd ed. Singapore: World Scientific Publishing, 2010. 525 p.

ANDERSEN, T. L.; FRIGAARD, P. **Lecture notes for the course in water wave mechanics**. Aalborg University, Department of Civil Engineering Water and Soil, 2011. 116p.

BÉLANGER, J. B. **Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permant dex eaux courantes**. Paris, Carilian-Goeury, 1828 apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

BIDONE, G. Esperiences sur le remous et la propagation de ondes. **Reale Accudemia delle Scienze di Torino**, Turin, p. 21-121, 1820.

BAKHMETEFF, B. A. **Hydraulics of open channels**. New York: McGraw – Hill, 1932 apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

BATTJES, J. A. A case study of wave height variations due to currents in a tidal entrance. **Coastal Engineering**, Amsterdam, v. 6, n. 1, p. 47-57, 1981.

BAZIN, H.; DARCY, H. Recherches expérimentales relatives au remous et à la propagation des ondes. **Recherches Hydrauliques**, Paris, Académie des Sciences, 1865 apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. **Random data: analysis and measurement procedures**. 3rd ed. New York: John Wiley, 2000.

BEJESTAN, M. S.; SHOKRIAN, M. Mathematical expression for the B-jump sequent depth ratio on sloping bed. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 19 (3), p.790-795, 2015.

BEZUIJEN, A; BRETTLER, M. K. Design Formulas for Block Revetments. **Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering**, v 122 (6), p 281-287, nov. 1996.

BOUSSINESQ, J. Theorie des ondes et de remais qui se propagent le long d'un canal rectangulaire horizontal, en communiquant au liquide contenu dans ce canal des vitesses sensiblement paralleles de la surface au fond. **J. Math. Lionvilles**, 17:55, 1872, apud KAMPHUIS, J. W. **Introduction to coastal engineering and management**. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 30, 2nd ed. Singapore: World Scientific Publishing, 2010. 525 p.

BOUSSINESQ, J. **Essais sur la théorie dex taux tourants**: Memoires présentés par divers avants à l'academie dès sciences, Paris, 1877, 680p. apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

BRESSE, J. A. C. **Cours de mecanique applique**. Part II “Hydraulics”, Mallet-Bachelier, Paris, 1860 apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. **Estabilização e proteção de margens**. Apostila da disciplina de Obras Fluviais, PHD 5023, Universidade de São Paulo, 2001.

CAPITÃO, R. J. P. **Modelação estocástica numérica e física da agitação marítima**. 2001. 434 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Técnica de Lisboa, 2001.

CAROLLO, F. G.; FERRO, V.; PAMPALONE, V. Sequent depth ratio of a B-jump. **Journal of Hydraulic Engineering**, 137(6), p. 651-658, 2011.

CARNEIRO, M. L. **Desenvolvimento de dispositivos de geração e absorção ativa de ondas para tanque de ensaios de estruturas oceânicas**. 2012. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.

CBDB. **Grandes vertedouros brasileiros**: uma panorâmica da prática e da experiencia brasileiras em erojeto e construção de vertedouros para grandes barragens. 2010. 240 p.

CHANSON, H.; BRATTBERG, T. Experimental study of the air-water shear flow in a hydraulic jump. **International Journal of Multiphase Flow**, v. 26, p. 583-607, 2000.

CERC. **Shore protection manual**, 3^a ed. Washington: Coastal Engineering Research Center, US Amry Corps of Engineers, 1977.

CERC. **Shore protection manual**, 4^a ed. Washington: Coastal Engineering Research Center, US Amry Corps of Engineers, 1984.

CIRIA, CUR, CETMEF. **The rock manual**: the use of rock in hydraulic engineering, 2nd ed. London: C683, CIRIA, 2007.

COELHO, A. L. N. Geomorfologia fluvial de rios impactados por barragens. **Revista Online - Caminhos da Geografia**, Uberlândia, v. 9, n. 26, p. 16-32, 2008.

DALRYMPLE, R. A. **Water wave models and wave forces with shear currents**. 1973. 163 f. Tese (Ph.D em Engenharia Costeira e Oceanográfica) – Universidade da Flórida, Gainesville, 1973.

DALRYMPLE, R. A.; COX, J. C. Symmetric finite amplitude rotational water waves. **Journal of Physical Oceanography**, v. 6, n. 6, p. 847-852, 1976.

DEAN, R. G. Stream function representation of nonlinear ocean waves. **Journal of Geophysical Research**, v. 70, n. 18, p. 4561-4572, 1965.

DEAN, R. G.; DALRYMPLE, R. A. **Water wave mechanics for engineers and scientists** - Advanced Series on Ocean Engineering - Vol. 2. Singapore: World Scientific Publishing, 1992. 353p.

DIAS, A. M.; NEVES, C. F. A. Importância da caracterização da corrente para a correta determinação do comprimento e da altura das ondas - parte 2: pressão dinâmica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 18, n. 4, p. 213-228, Out/Dez. 2013.

ELDER, R. A. Model-prototype turbulence scaling. In: IAHR, 9., 1961, Dubrovnik, **Proceedings**, p. 24-31, 1961.

ELEVATORSKY, E. A. **Hydraulic energy dissipators**. New-York: McGraw-Hill, 1959. 214 p.

ENDRES, L. A. M.; CAPITÃO, R. J. P. A Comparison of time and spectral analysis on numerical and flume simulations of wave records. In: International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection, 3., 2010, Lisboa. **Proceedings...** Lisboa: LNEC, 2010.

ESCARAMEIA, M. **River and channel revetments - a design manual**. 34th MAFF Conference of River and Coastal Engineers, Keele University, 1999.

EVANS, J. T. Pneumatic and similar breakwaters. **Proceedings of the Royal Society**, Series A, v. 231, n. 1187, p. 457-466, 1955.

GABRIEL, D. W.; HEDGES, T. S. Effects of currents on interpretation of sub-surface pressure spectra. **Coastal Engineering**, v. 10, n. 4, p. 309-323, 1986.

GODA, Y. The observed joint distribution of periods and heights of sea waves. In: Coastal Engineering Conference, 16., 1978, Hamburg, Germany. **Proceedings...** Hamburg, 227-246, 1978.

GOMES, J. F. **Visualização de escoamento turbulento – ressalto hidráulico a jusante de uma comporta**. 2000 90 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

GOMES, A. P. **Efeito de ondas em margens a jusante de dissipadores de energia por ressalto hidráulico**. 2018 221 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

GOMES, A. P.; SILVEIRA, J. B. P.; MARQUES, M. G.; ENDRES, L. A. M. Características das ondas a jusante de dissipador por ressalto hidráulico. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 20., 2013 Bento Gonçalves – RS. **Anais...** Bento Gonçalves: ABRH, 2013.

HAGER, W. H. B-jump in sloping channel. **Journal of Hydraulic Research**, 26(5), p. 539-558, 1988.

HAGER, W.; BREMEN, R. Classical hydraulic jump: sequent depths. **Journal of Hydraulic Research**. 27(5), p. 565-585, 1989.

HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

HAMPE, R. F. **Previsão de pressões extremas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixos números de Froude**. 2018 174 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

HELLER, V. Scale effects in physical hydraulic engineering models. **Journal of Hydraulic Research**, v. 49, n. 3, p. 293-306, 2011.

HUDSON, R. Y. Wave forces on breakwaters. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, ASCE, v. 118, p. 653-674, 1953.

HUGHES, S. A. **Physical models and laboratory techniques in coastal engineering**. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 7, 2nd ed. Singapore: World Scientific Publishing 2005. 586 p.

ISOBE, M. Calculation and application of first-order cnoidal wave theory. **Coastal Engineering**, Amsterdam, v. 9, p 309-325, 1985.

JULIEN, P. Y. **River mechanics**. 1st ed. Cambridge: Cambridge University Press, 2002. 456 p.

KAMPHUIS, J. W. **Introduction to coastal engineering and management**. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 30, 2nd ed. Singapore: World Scientific Publishing, 2010. 525 p.

KAWAGOSHI, N.; HAGER, W. H. B-Jump in sloping channel II. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, 28(4), p. 461-480, 1990.

KEMP, M. Leonardo da Vinci's laboratory: studies in flow – **Nature**, v. 571, p. 322-323, 2019.

KINSMAN, B. **Wind waves: their generation and propagation on the ocean surface**. 4th ed. Prentice-Hall, 1965, 676 p.

KORTEWEG, D.J. & de VRIES, G. On the change of form of long waves advancing in a rectangular canal, and on a new type of long stationary wave, **Philosophical Magazine**., 5 Ser., 39: 422-443, 1895 apud KAMPHUIS, J. W. **Introduction to coastal engineering and management**. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 30, 2nd ed. Singapore: World Scientific Publishing, 2010. 525 p.

LAING, A., GEMMILL, W., MAGNUSSON, A. K., BURROUGHS, L., REISTAD, M., KHANDEKAR, M., HOLTHUIJSEN, L., EWING, J. A., CARTER, D. J. T. **Guide to wave analysis and forecasting**. 2nd ed. Geneva, Switzerland: World Meteorological Organization, 1998. 159 p.

Le MÉHAUTÉ B. **An introduction to hydrodynamics and water waves**. New York: Springer-Verlag, 1976. 323 p.

LONG, D.; STEFFLER, P. M. e RAJARATNAM, N. LDA study of flow structure in submerged hydraulic jump. **Journal of Hydraulic Research**, v. 28, n. 4, p. 437-459, 1990.

LOPARDO, R. A. Apunte sobre flutuaciones macroturbulentas de presión, medición, análisis y aplicación al resalto hidráulico. **Apostila do Curso de Turbulência, Cavitação e Aeração de Fenômenos Hidráulicos**. São Paulo, 45 p., 1986.

LOPARDO, R. A.; FATTOR, C. A.; CASADO, J. M.; LOPARDO, M. C. Uma aproximação por turbulência remanente de la longitud del Resalto Sumergido. In: XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica, 21., 2004, São Pedro-SP. **Anais...** São Pedro: IAHR, 2004.

LOPARDO, R. A.; FATTOR, C. A.; LOPARDO, M. C.; CASADO, J. M. Instantaneous pressure field on a submerged jump stilling basins. **Hydraulics of Dams and River Structures**. Farhad Yazdandoost & Jalal Attari, London: A. A. Balkema Publishers, p. 133 – 138, 2004.

LOPARDO, R.A.; VERNET, G.F. Ondas Aguas Abajo de Disipadores a Resalto. In: Congresso Latinoamericano de Hidraulica, 8., 1978 Quito. **Anais...** Quito: IAHR, 1978.

LORENZ, G.; STRAUB, C.; BOWERS, E.; ZAL, S. **Experimental Studies of Pneumatic and Hydraulic Breakwaters**, University of Minnesota, Minneapolis, 1959. 55 p.

MARQUES, M. G.; DRAPEAU, J.; VERRETTE, J. L. Flutuação de pressão em um resalto hidráulico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 2, n. 2, p. 45-52, 1997.

MARTINS, J. A. A. **Análise de ondas em tanque de dimensões reduzidas com vistas à engenharia oceânica**. 2003. 98 f. Tese (Doutorado em Engenharia Naval e Oceânica) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

MCCOWAN, J. On the solitary wave. **Philosophical Magazine**, Series 5 (32), p. 45-58, 1891.

MCCOWAN, J. On the highest wave of permanent type. **Philosophical Magazine**, Series 5 (38), p. 351-357, 1894.

MOK, K. M. Relation of surface roller eddy formation and surface fluctuation in hydraulic jump. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR. v. 4, n. 2, p. 270-212, 2004.

MUNK, W. H. Proposed uniform procedure for observing waves and interpreting instrument records. **Scripps Institute of Oceanography**, La Jolla, California, 1944.

MUNK, W. H. The solitary wave theory and its application to surf problems. **Annals of the New York Academy of Sciences**. 51, p. 376-401, 1949.

NEVES, C. F. **A particular rotational wave theory**. 1987. 70 f. Tese (Ph.D em Engenharia Costeira e Oceanográfica) – Universidade da Flórida, 1987.

NEVES, C. F., DIAS, A. M. A Importância da caracterização da corrente para a correta determinação do comprimento e da altura das ondas - parte 1: embasamento teórico e dispersão. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 18, n. 3, p. 215-229, Jul/Set. 2013.

OLABARRIETA, M.; WARNER, J. C.; KUMAR, N. Wave-current interaction in Willapa Bay, **Journal of Geophysical Research Atmospheres**, v. 116, C12014, Dec. 2011.

OHTSU, I.; YASUDA, Y. Hydraulic jump in sloping channels, **Journal Hydraulic Engineering**. v. 117, n. 7, p. 905-921, 1991.

OHTSU, I.; YASUDA, Y. Characteristics of supercritical flow below sluice gate, **Journal Hydraulic Engineering**. v. 120, n. 3, p. 332-346, 1994.

PEREIRA, A. T. K; LEAL, G. C; GAMA, J. G; CARVALHO, D. C.; FILHO, J. S. F; JÚNIOR, J. M. L. Processos erosivos das margens do rio Madeira a jusante da UHE Santo Antônio em Porto Velho. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 16., 2015, Brasília. **Anais...** Brasília, ABRH, 2015.

PETERKA, A J. **Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators**. US Department Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph 25, Denver, 1974. 222 p.

PILARCZYK, K. W. **Coastal protection**. In: Porc. Short Course on Coastal Protection, Delft University of Technology. A.A. Balkema Publ., Rotterdam, 1990.

PILARCZYK, K.W. **Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment**. 1st ed. CRC Press, 1998. 563 p.

PINHEIRO, A. A. N. **Acções Hidrodinâmicas em Soleiras de Bacia de Dissipação de Energia por Ressalto Hidráulico**. 1995 353 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Técnica de Lisboa, 1995.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 2ª ed. São Carlos/SP: EESC/USP, 1999. 519p.

RAJARATNAM, N. Submerged hydraulic jump. **Journal of Hydraulic Division**. v. 91, n. 4, p. 71-96, 1965.

RAJARATNAM, N. The Hydraulic Jump as Wall Jet. **Journal of Hydraulic Division**. v. 91, n. 5, p. 107-132, 1965.

RAJARATNAM, N. Hydraulic jump. **Advances in Hydroscience**, New York and London, v. 4, p. 218-219, 1967.

RESCH. F. J., Hot-film turbulence measurements in water flow. **Journal of Hydraulic Division**. v. 96, p. 787 – 800, 1970

RESCH, F.J.; LEUTHEUSSER, H. J. Bubbly two-phase flow in hydraulic jump, **Journal of Hydraulics Division**, v. 100, n. HY1, p. 137-149, 1974.

RETI, L. **Léonard de Vinci; L'Humaniste, L'Artiste, L'inventeur**. Paris Robert Laffont, S.A., 1974. 319 p.

ROUSE, H. On the use of dimensionless numbers, **Civil Engineering**, vol.4 (11), p. 563 – 568, 1934 apud HAGER, W. H. **Energy dissipators and hydraulic jump**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1992. 289 p.

ROUSE, H.; SIAO, T. T.; NAGARATNAM, S. Turbulence characteristics of hydraulic jump. **ASCE**, v. 124, p. 926-950, 1959.

SMITH, J. M. Wave pressure gauge analysis with current. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, v. 128, n. 6, p. 271-275, 2002.

SMETANA, J. Experimental study of the submerged or expanded hydraulic jump. Report translated from the Russian by A.D. Kalal, **Bureau of Reclamation**, Denver, CO, 1934.

SOUZA, P. E. A. **Bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de Froude – análise das pressões junto ao fundo da estrutura**. 2012. 76 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

TAYLOR, G. I. The action of a surface current used as a breakwater. **Proceedings Royal Society of London**, ser. A., v. 231, p. 466-478, 1955.

TEIXEIRA, E. D. **Previsão dos valores de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico**. 2003 116 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

TEIXEIRA, E. D. **Efeito de escala na previsão dos valores extremos de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico**. 2008 178 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

TRIERWEILER, E. F. N. **Avaliação do campo de pressões em um ressalto hidráulico formado a jusante de uma comporta com diferentes graus de submergência**. 2006 174 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. **Research studies on stilling basins, energy dissipators and associated appurtenances**. Hydraulic Laboratory Report, no. HYD 399, 1955

VAN DER MEER, J. W. **Rock s and gravel beaches under wave attack**. 1988. 152 f. Tese (Doutorado), Delft University of Technology, 1988.

VAN HOFTEN, J. D. A.; KARAKI, S. Interaction of waves and a turbulent current. In: International Conference on Coastal Engineering, 12., 1970, Washington, D.C. **Proceedings...** New York: ASCE, p.404-422, 1970 apud NEVES, C. F., DIAS, A. M. A Importância da caracterização da corrente para a correta determinação do comprimento e da altura das ondas - parte 1: embasamento teórico e dispersão. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 18, n. 3, p. 215-229, Jul/Set. 2013.

WIEST, R. A. **Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro com diferentes graus de submergência**. 2008 125 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

WIEST, R. A.; STEINKE, R. J., TEIXEIRA, E. D.; DAI PRÁ, M., SALIBA, A. P. M. e MARQUES, M. G. Start position of a sloping hydraulic jump. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 25, n. 19, 2020.

APÊNDICE A

Avaliação da variabilidade espacial dos resultados obtidos no modelo parcial

Conforme apresentado no item 3.2 (Metodologia experimental), foram realizadas medições de flutuação de níveis de água no modelo parcial em 30 posições ao longo do canal de ensaios. Essas posições foram agrupadas em 6 grupos de 5. Os grupos foram organizados utilizando o prefixo “E”, numerados de 1 a 6. As posições de medição, em cada grupo, são identificadas com o prefixo “P”, numeradas de 1 a 5.

A partir dessas medições foi realizada uma avaliação da variabilidade espacial dos resultados para as alturas das ondas. Verificou-se que as medições realizadas nas posições mais próximas às laterais do canal (P1 e P3) apresentaram alturas de onda maiores. Na Figura A.1 são apresentados os resultados da avaliação da altura significativa determinada pela análise no domínio do tempo (H_s) para os ensaios com número de Froude 3,2 e 4,5. Nesta avaliação os valores apresentados no eixo das ordenadas referem-se à altura significativa adimensionalizada em função da profundidade do escoamento no canal (h). No eixo das abcissas são representadas as distâncias das posições de medição a partir do final do pilar, conforme indicado pela Figura 3.8.

Uma explicação possível para este resultado seria o efeito geral devido à proximidade das paredes laterais do canal, contribuindo na reflexão das ondas nesses limites laterais, visto que as demais posições de medição (P1, P4 e P5) apresentaram valores mais próximos entre si.

A existência dessas diferenças entre as medições em uma mesma seção transversal evidencia que o padrão de ondas imediatamente a jusante do ressalto hidráulico, no modelo parcial, não pode ser considerado completamente bidimensional. Sendo assim, foram selecionadas as medições realizadas no eixo do canal, posições P2, para as avaliações realizadas nesta pesquisa.

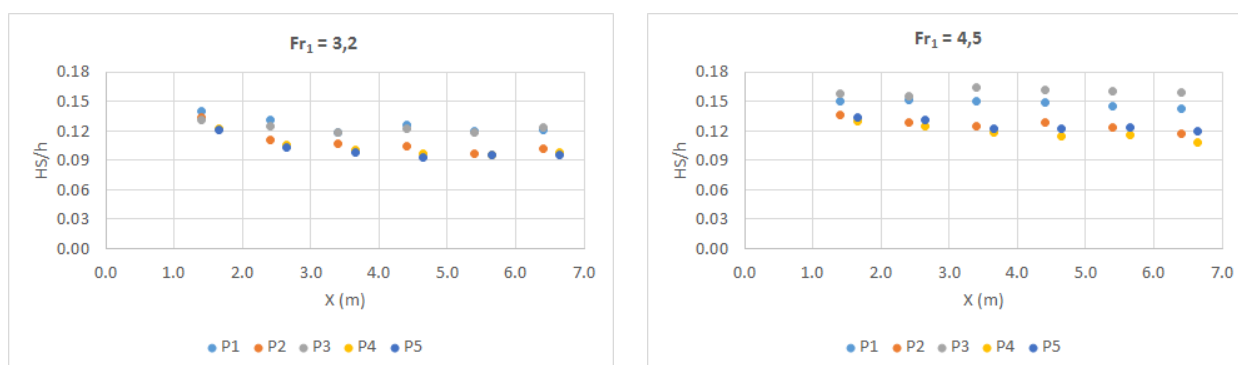
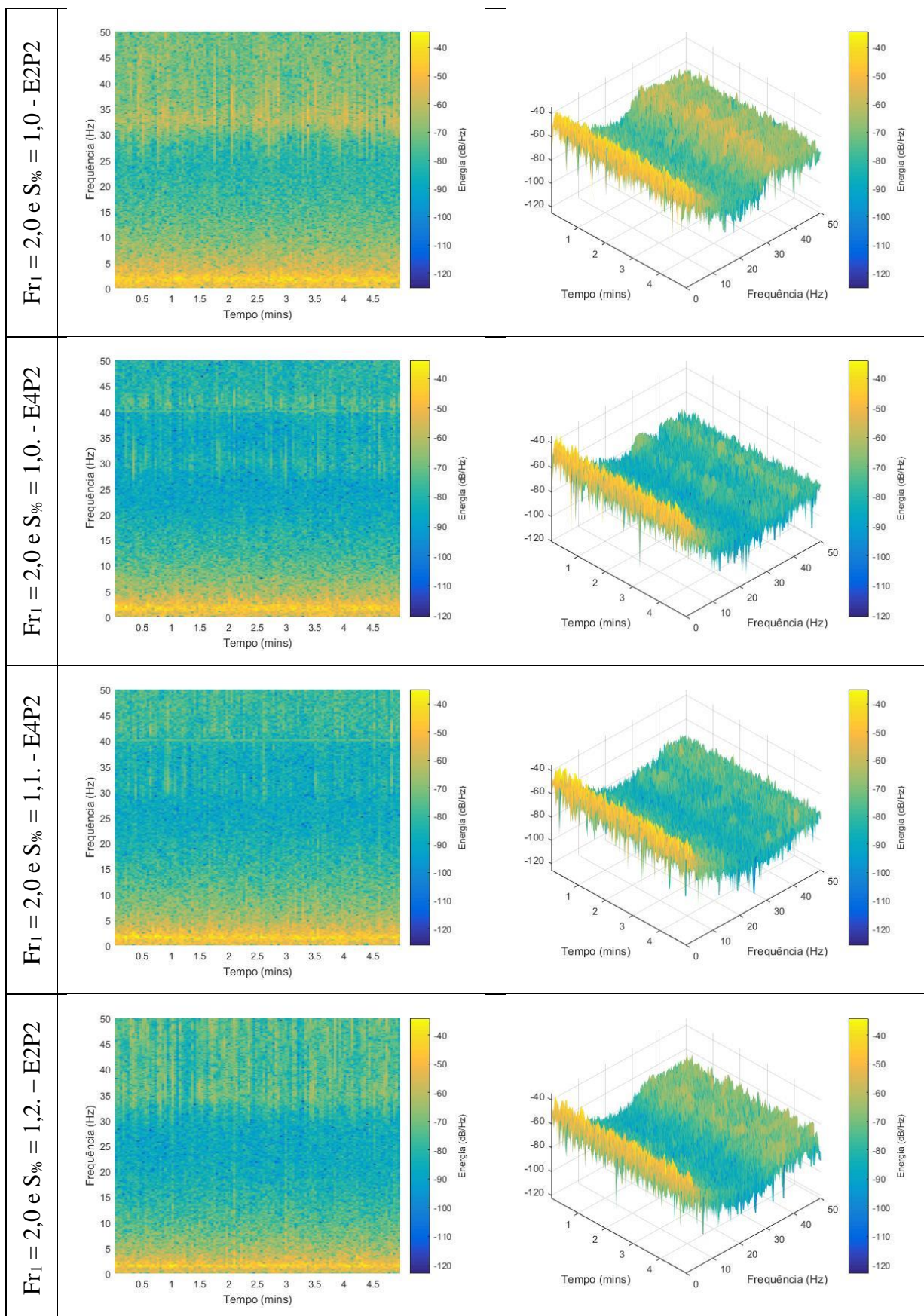


Figura A.1 - Variação espacial dos resultados de altura significativa (H_s) ensaios com $Fr_1 = 3,2$ e $S\% = 1,0$ e $Fr_1 = 4,5$ e $S\% = 1,0$.

APÊNDICE B

Espectrogramas das oscilações de nível de água – Modelo parcial (1:50)



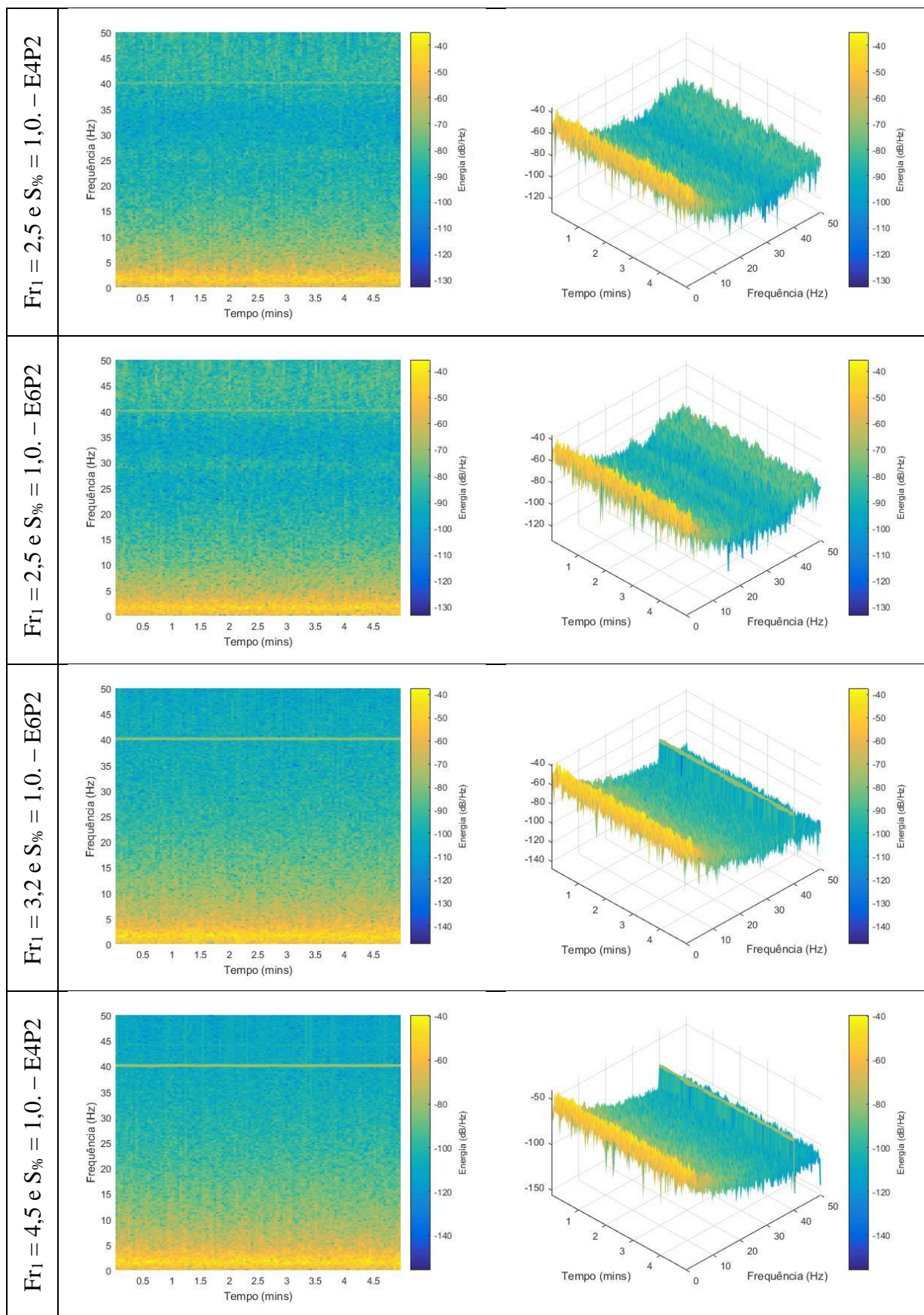
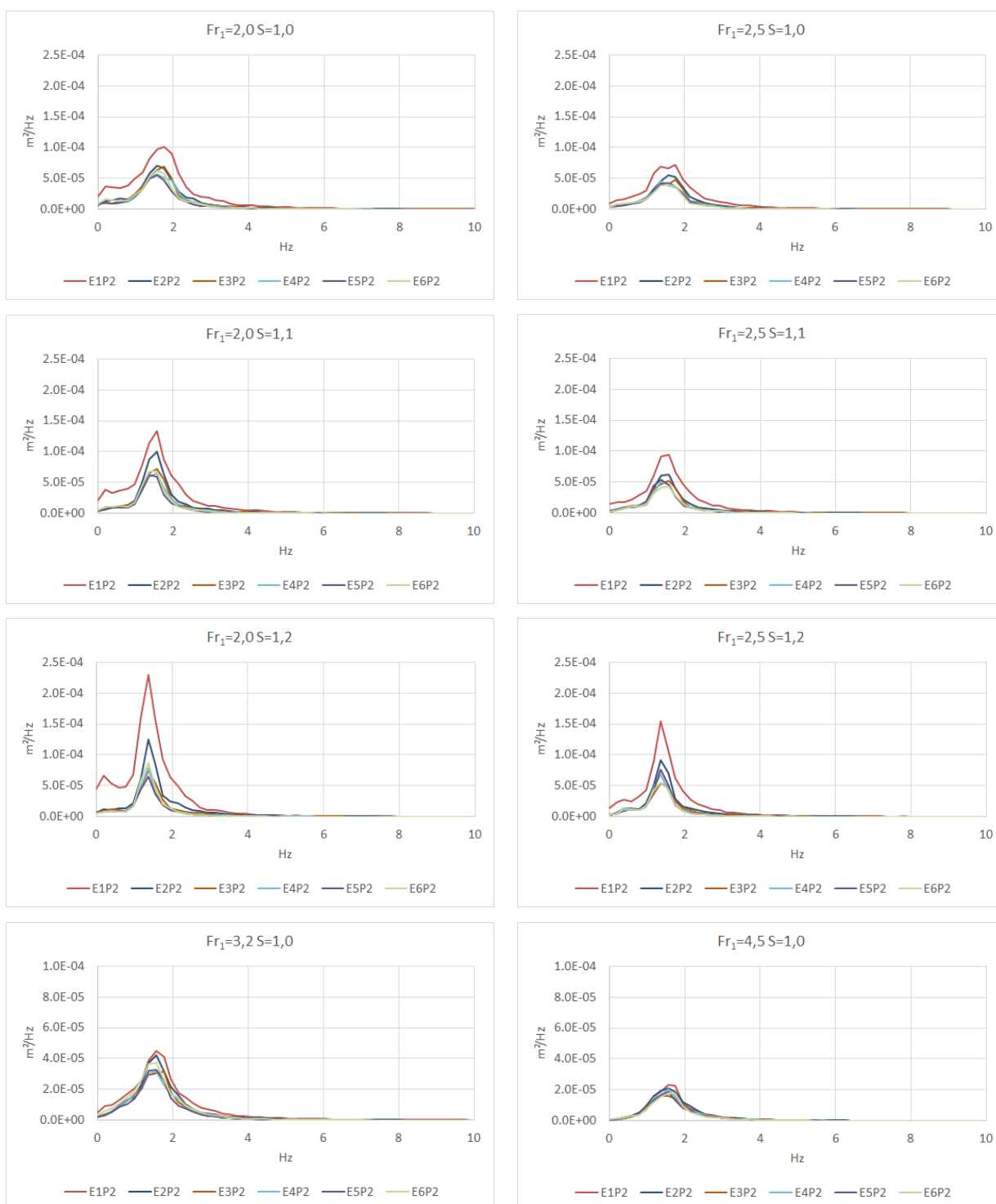


Figura B.1 – Espectrogramas das oscilações de nível de água para diferentes condições de ensaio no modelo parcial (1:50).

APÊNDICE C

Espectros de frequência das oscilações de níveis de água - Modelo parcial (1:50)



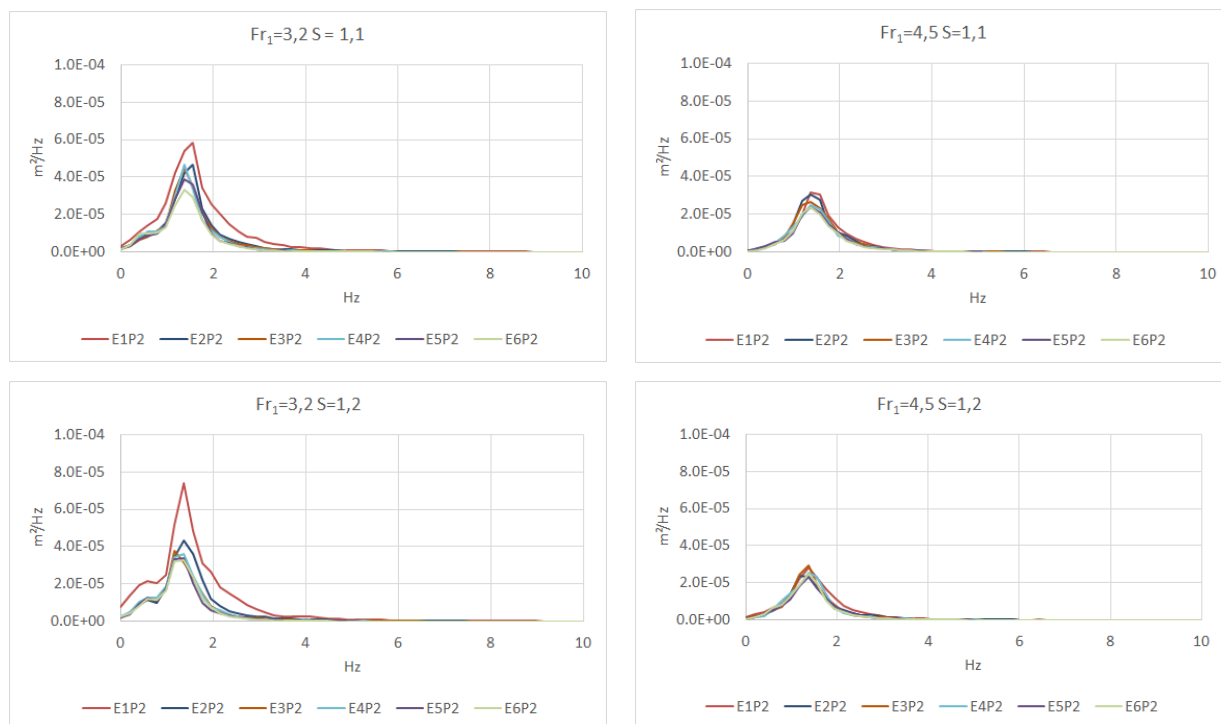
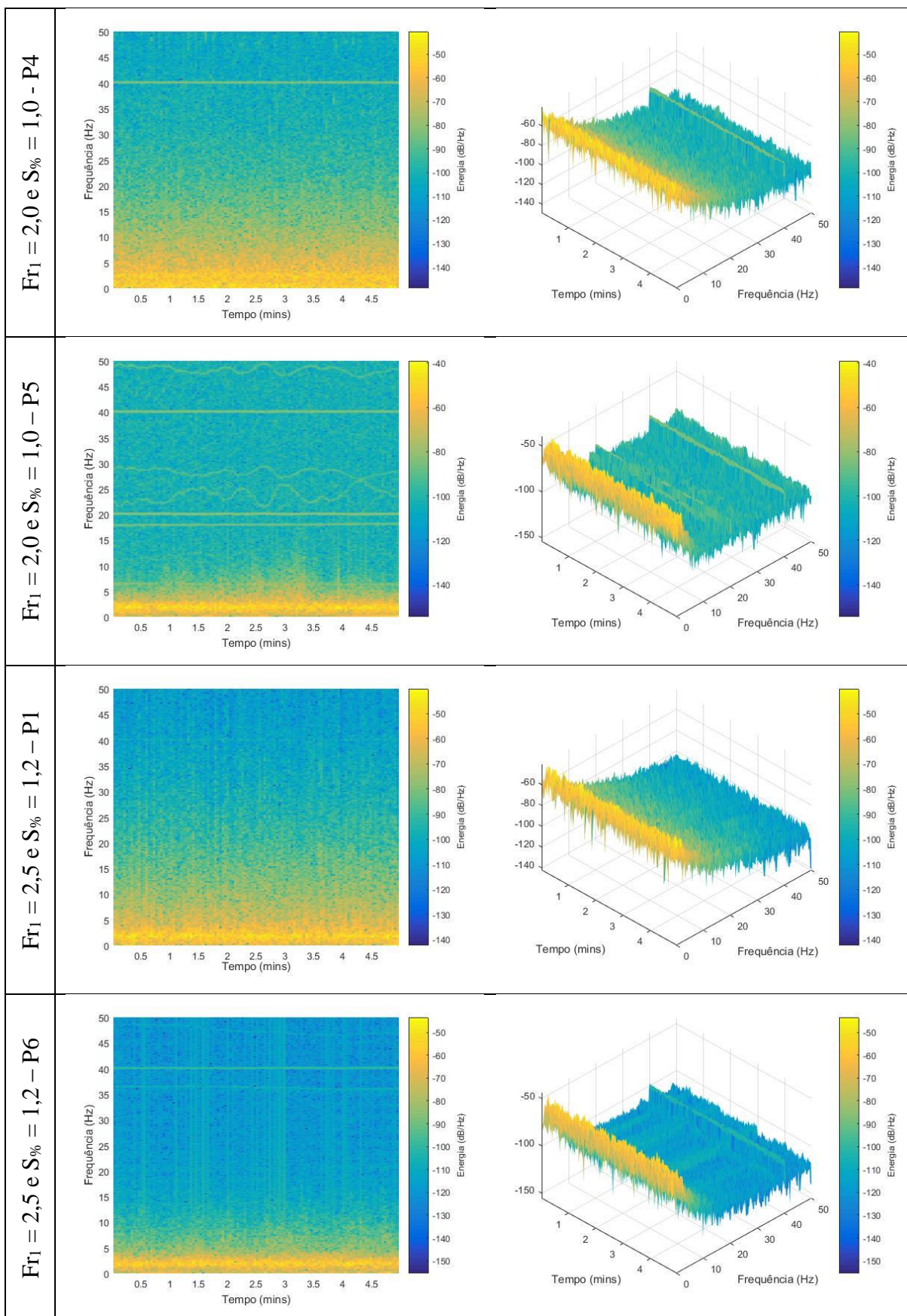


Figura C.1 - Espectros de frequência das oscilações de nível de água dos ensaios realizados no modelo parcial (1:50).

APÊNDICE D

Espectrogramas das oscilações de nível de água – Modelo de conjunto (1:80)



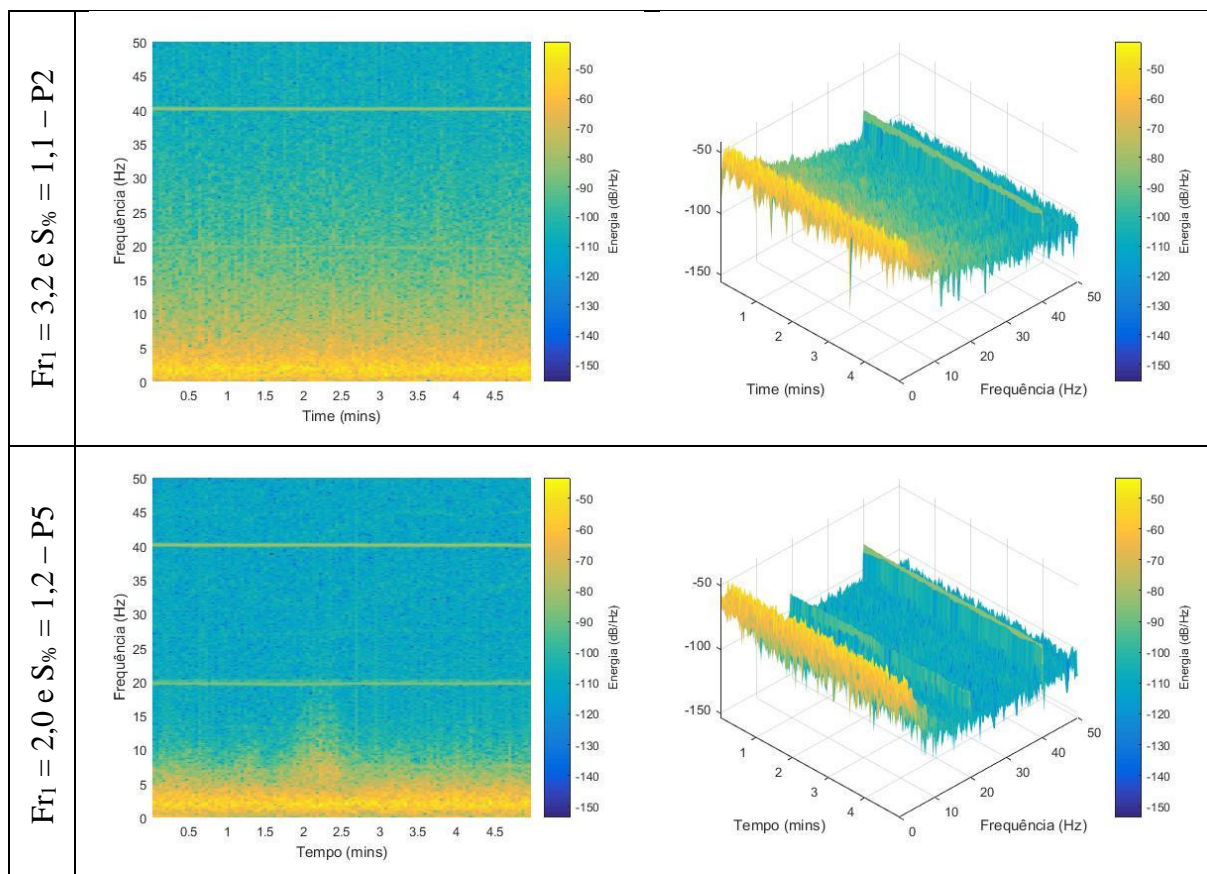


Figura D.1 - Espectrogramas das oscilações de nível de água para diferentes condições de ensaio no modelo de conjunto (1:80).

APÊNDICE E

Espectros de frequência das oscilações de níveis de água - Modelo de conjunto (1:80)

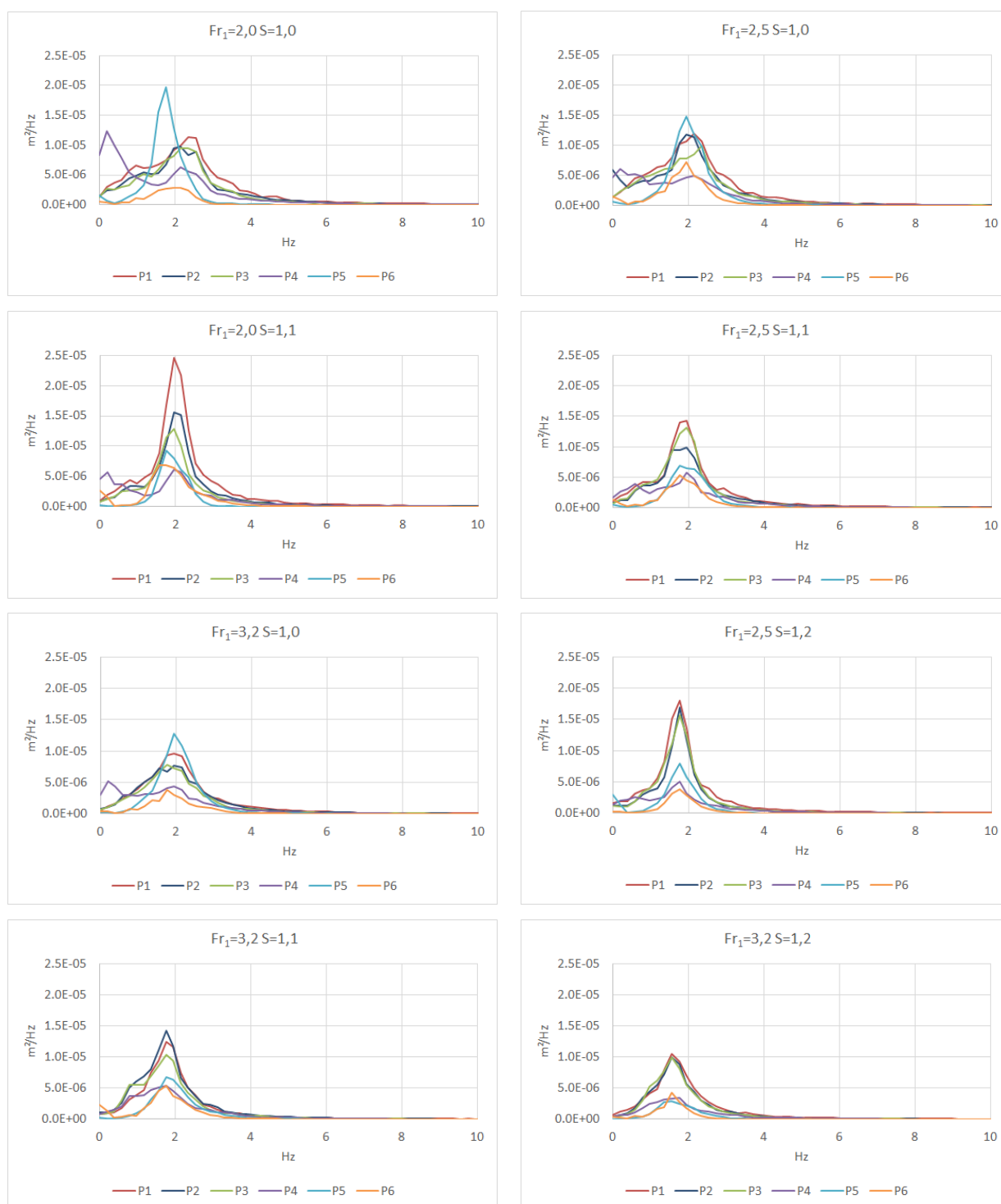
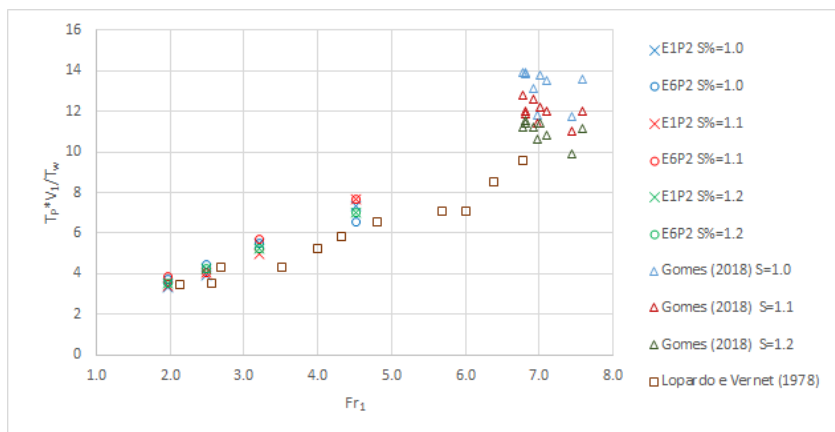


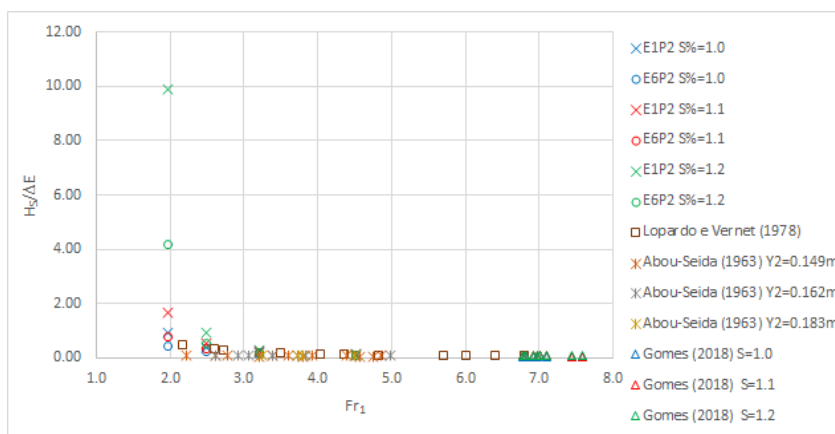
Figura E.1 - Espectros de frequência das oscilações de nível de água dos ensaios realizados no modelo de conjunto (1:80).

APÊNDICE F

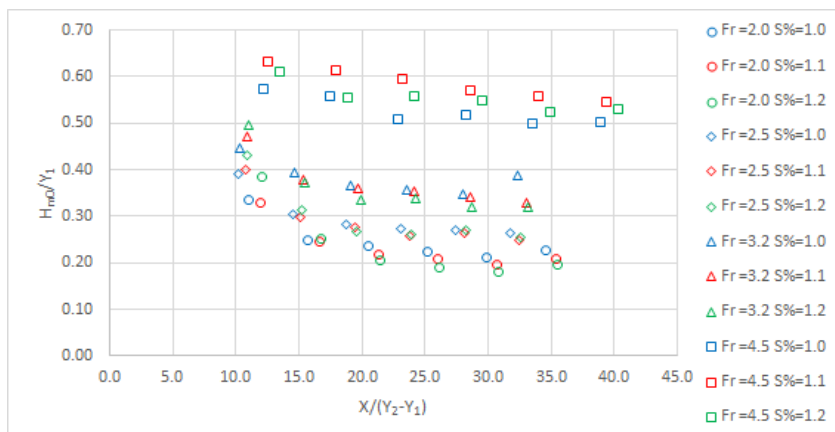
Neste Apêndice são apresentadas relações adimensionais entre parâmetros de onda e parâmetros usuais da hidráulica fluvial visando complementar as informações do item 4.4.3.



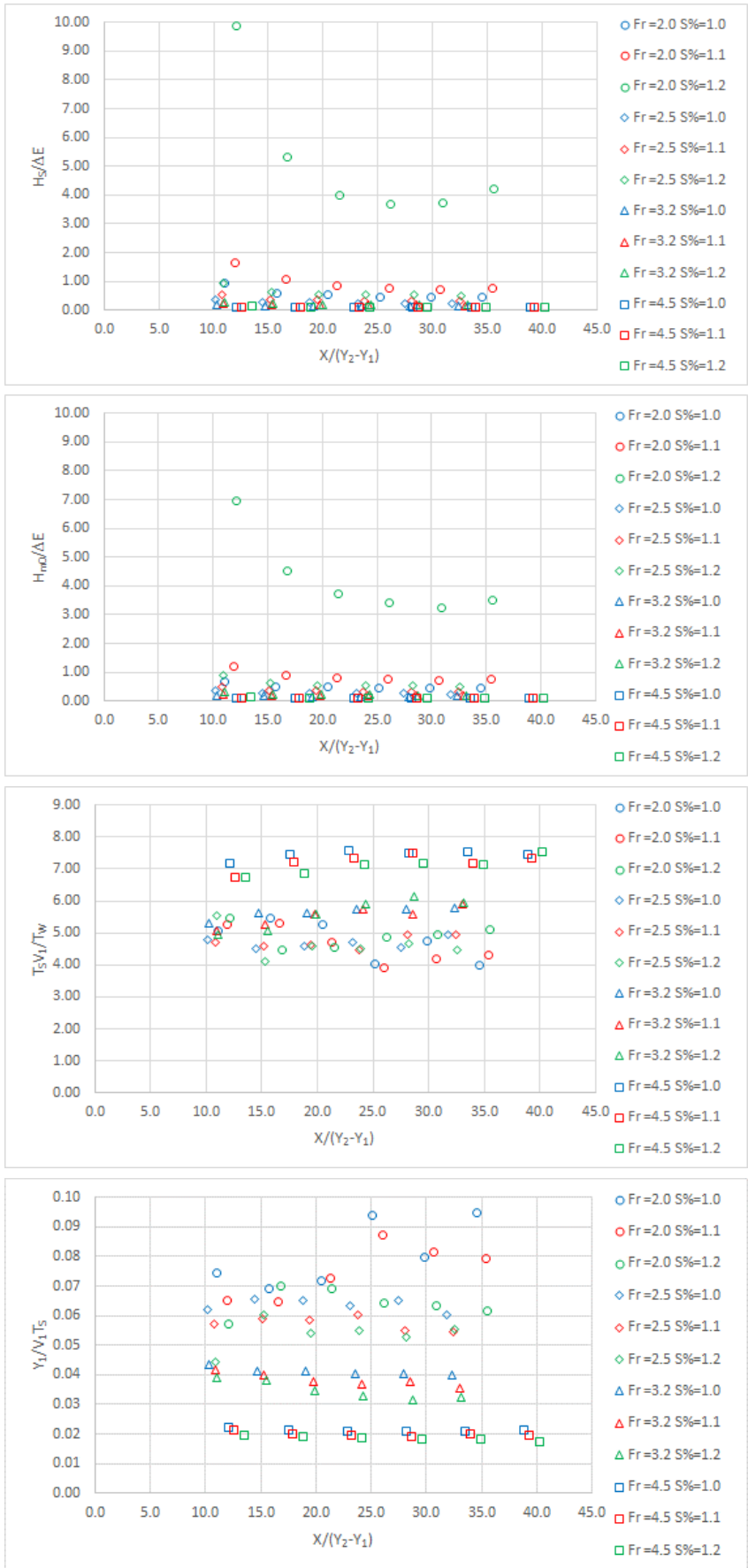
$T_p V_1 / T_w$
em função de Fr_1



$H_s / \Delta E$ em função
de Fr_1



H_{m0} / Y_1 em função
de $X / (Y_2 - Y_1)$



$H_s/\Delta E$ em função de $X/(Y_2 - Y_1)$

$H_{m0}/\Delta E$ em função de $X/(Y_2 - Y_1)$

$T_s V_1 / T_w$ em função de $X/(Y_2 - Y_1)$.

$Y_1 / V_1 T_s$ (Strouhal) em função de $X/(Y_2 - Y_1)$

Figura F.1 - Relações adimensionais entre os parâmetros característicos das ondas e parâmetros usuais da hidráulica fluvial.

APÊNDICE G

Resultados dos ensaios realizados no modelo parcial – escala 1:50

Tabela G.1 - Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo parcial.

FROUDE = 2,0		S=1,14			S=1,25			S=1,37		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	11,1	0,053	0,569	0,412	0,053	0,640	0,464	0,062	0,731	0,551
E2P2	15,8	0,040	0,640	0,434	0,039	0,640	0,474	0,040	0,731	0,475
E3P3	20,5	0,038	0,569	0,464	0,035	0,640	0,495	0,033	0,731	0,491
E4P2	25,2	0,036	0,640	0,468	0,033	0,640	0,498	0,030	0,731	0,540
E5P2	29,8	0,034	0,640	0,487	0,031	0,731	0,518	0,029	0,731	0,558
E6P2	34,5	0,036	0,640	0,490	0,033	0,731	0,538	0,031	0,731	0,608
FROUDE = 2,5		S=1,10			S=1,21			S=1,32		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	10,2	0,044	0,569	0,420	0,045	0,640	0,466	0,048	0,731	0,519
E2P2	14,5	0,034	0,640	0,463	0,033	0,640	0,474	0,035	0,731	0,501
E3P3	18,8	0,032	0,569	0,478	0,031	0,640	0,511	0,030	0,731	0,519
E4P2	23,1	0,031	0,731	0,491	0,029	0,731	0,528	0,029	0,731	0,579
E5P2	27,5	0,030	0,640	0,497	0,030	0,731	0,554	0,030	0,731	0,605
E6P2	31,8	0,029	0,640	0,507	0,028	0,640	0,542	0,028	0,731	0,610
FROUDE = 3,2		S=1,06			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	10,3	0,033	0,640	0,427	0,035	0,640	0,470	0,037	0,731	0,489
E2P2	14,7	0,029	0,640	0,464	0,028	0,640	0,506	0,028	0,731	0,512
E3P3	19,1	0,027	0,569	0,488	0,027	0,731	0,545	0,025	0,853	0,569
E4P2	23,5	0,027	0,640	0,494	0,026	0,731	0,575	0,025	0,731	0,616
E5P2	27,9	0,026	0,640	0,507	0,025	0,731	0,589	0,024	0,731	0,639
E6P2	32,4	0,029	0,640	0,515	0,024	0,731	0,600	0,024	0,731	0,661
FROUDE = 4,5		S=1,07			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	12,1	0,022	0,640	0,468	0,024	0,731	0,502	0,023	0,731	0,521
E2P2	17,5	0,021	0,640	0,492	0,023	0,731	0,537	0,021	0,853	0,542
E3P3	22,8	0,019	0,640	0,493	0,023	0,731	0,556	0,021	0,731	0,572
E4P2	28,2	0,020	0,640	0,502	0,022	0,731	0,568	0,021	0,731	0,594
E5P2	33,5	0,019	0,640	0,506	0,021	0,731	0,563	0,020	0,731	0,589
E6P2	38,9	0,019	0,569	0,506	0,021	0,731	0,577	0,020	0,731	0,617

Tabela G.2 - Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo parcial.

FROUDE = 2,0		S=1,14			S=1,25			S=1,37		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	11,1	0,072	0,869	0,608	0,074	0,997	0,681	0,088	1,129	0,779
E2P2	15,8	0,047	0,938	0,616	0,048	1,005	0,716	0,047	0,925	0,637
E3P3	20,5	0,042	0,905	0,643	0,038	0,893	0,672	0,035	0,937	0,656
E4P2	25,2	0,036	0,691	0,539	0,033	0,742	0,571	0,033	1,005	0,763
E5P2	29,8	0,035	0,814	0,602	0,033	0,793	0,658	0,033	1,024	0,817
E6P2	34,5	0,035	0,685	0,535	0,034	0,818	0,636	0,037	1,054	0,839
FROUDE = 2,5		S=1,10			S=1,21			S=1,32		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	10,2	0,045	0,689	0,500	0,047	0,747	0,549	0,051	0,961	0,672
E2P2	14,5	0,034	0,651	0,499	0,034	0,724	0,548	0,035	0,711	0,546
E3P3	18,8	0,032	0,659	0,529	0,031	0,733	0,555	0,030	0,790	0,598
E4P2	23,1	0,030	0,676	0,530	0,028	0,711	0,567	0,029	0,781	0,610
E5P2	27,5	0,029	0,657	0,512	0,029	0,781	0,602	0,030	0,810	0,673
E6P2	31,8	0,028	0,712	0,542	0,028	0,783	0,612	0,028	0,776	0,652
FROUDE = 3,2		S=1,06			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	10,3	0,032	0,622	0,469	0,033	0,651	0,483	0,034	0,696	0,518
E2P2	14,7	0,028	0,656	0,493	0,027	0,679	0,525	0,026	0,709	0,523
E3P3	19,1	0,026	0,656	0,520	0,026	0,719	0,538	0,023	0,783	0,580
E4P2	23,5	0,025	0,674	0,502	0,025	0,738	0,563	0,024	0,829	0,647
E5P2	27,9	0,025	0,674	0,499	0,024	0,719	0,586	0,022	0,862	0,650
E6P2	32,4	0,027	0,675	0,516	0,023	0,761	0,597	0,022	0,835	0,659
FROUDE = 4,5		S=1,07			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	12,1	0,021	0,623	0,480	0,023	0,642	0,528	0,022	0,703	0,553
E2P2	17,5	0,020	0,647	0,503	0,022	0,688	0,543	0,020	0,714	0,563
E3P3	22,8	0,019	0,657	0,509	0,021	0,700	0,556	0,020	0,743	0,557
E4P2	28,2	0,019	0,652	0,519	0,021	0,715	0,571	0,020	0,749	0,575
E5P2	33,5	0,018	0,655	0,507	0,020	0,684	0,555	0,019	0,745	0,566
E6P2	38,9	0,018	0,647	0,498	0,020	0,699	0,558	0,019	0,785	0,622

Resultados dos ensaios realizados no modelo de conjunto – escala 1:80

Tabela G.3 - Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio da frequência para os ensaios realizados no modelo de conjunto.

FROUDE = 2,0		S=1,14			S=1,25					
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂			
E1P2	15,8	0,021	0,427	0,289	0,022	0,512	0,327			
E2P2	25,2	0,019	0,465	0,318	0,018	0,512	0,366			
E3P3	34,5	0,018	0,427	0,347	0,016	0,512	0,391			
E4P2	76,3	0,018	0,456	0,394	0,014	0,512	0,373			
E5P2	135,1	0,016	0,569	0,522	0,011	0,569	0,495			
E6P2	169,6	0,008	0,512	0,489	0,012	0,640	0,464			
FROUDE = 2,5		S=1,10			S=1,21			S=1,32		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	14,5	0,020	0,465	0,323	0,019	0,512	0,347	0,018	0,569	0,394
E2P2	23,1	0,019	0,512	0,362	0,016	0,512	0,377	0,016	0,569	0,439
E3P3	31,8	0,018	0,427	0,374	0,017	0,512	0,422	0,017	0,569	0,464
E4P2	70,3	0,016	0,456	0,405	0,013	0,512	0,413	0,011	0,569	0,436
E5P2	124,6	0,016	0,512	0,475	0,012	0,569	0,479	0,011	0,569	0,565
E6P2	156,3	0,012	0,512	0,505	0,010	0,569	0,521	0,007	0,569	0,551
FROUDE = 3,2		S=1,06			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂	H _{m0}	T _P	T ₀₂
E1P2	14,7	0,017	0,512	0,290	0,017	0,569	0,392	0,015	0,640	0,401
E2P2	23,5	0,016	0,512	0,376	0,018	0,569	0,426	0,015	0,640	0,439
E3P3	32,4	0,015	0,569	0,402	0,016	0,569	0,442	0,014	0,640	0,455
E4P2	71,7	0,014	0,512	0,427	0,013	0,569	0,413	0,010	0,569	0,393
E5P2	127,1	0,015	0,512	0,447	0,011	0,569	0,441	0,008	0,640	0,475
E6P2	159,5	0,009	0,569	0,452	0,010	0,569	0,475	0,007	0,640	0,533

Tabela G.4 - Parâmetros de altura e período das ondas determinados pela análise no domínio do tempo para os ensaios realizados no modelo de conjunto.

FROUDE = 2,0		S=1,14			S=1,25					
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}			
E1P2	15,8	0,020	0,474	0,356	0,021	0,495	0,386			
E2P2	25,2	0,017	0,475	0,355	0,017	0,515	0,420			
E3P3	34,5	0,017	0,490	0,371	0,015	0,542	0,409			
E4P2	76,3	0,015	0,619	0,435	0,012	0,573	0,405			
E5P2	135,1	0,016	0,574	0,544	0,011	0,532	0,520			
E6P2	169,6	0,008	0,602	0,548	0,012	0,530	0,494			
FROUDE = 2,5		S=1,10			S=1,21			S=1,32		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	14,5	0,019	0,483	0,366	0,017	0,518	0,385	0,017	0,568	0,436
E2P2	23,1	0,017	0,536	0,389	0,015	0,544	0,400	0,015	0,580	0,468
E3P3	31,8	0,017	0,531	0,398	0,016	0,566	0,433	0,016	0,589	0,477
E4P2	70,3	0,013	0,585	0,424	0,012	0,566	0,419	0,010	0,639	0,441
E5P2	124,6	0,015	0,515	0,477	0,011	0,515	0,472	0,010	0,588	0,571
E6P2	156,3	0,011	0,551	0,494	0,010	0,571	0,517	0,007	0,571	0,539
FROUDE = 3,2		S=1,06			S=1,17			S=1,28		
Posição	X/(Y ₂ -Y ₁)	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}	H _s	T _s	\bar{T}
E1P2	14,7	0,017	0,534	0,399	0,016	0,555	0,423	0,015	0,580	0,453
E2P2	23,5	0,015	0,528	0,398	0,016	0,584	0,455	0,013	0,607	0,458
E3P3	32,4	0,014	0,539	0,414	0,015	0,609	0,461	0,013	0,641	0,468
E4P2	71,7	0,012	0,610	0,459	0,012	0,612	0,439	0,009	0,602	0,433
E5P2	127,1	0,014	0,507	0,472	0,011	0,533	0,469	0,007	0,609	0,563
E6P2	159,5	0,008	0,547	0,489	0,009	0,583	0,521	0,007	0,680	0,652