



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

Ana Paula Gomes

**EFEITO DE ONDAS EM MARGENS A JUSANTE DE
DISSIPADORES DE ENERGIA POR RESSALTO
HIDRÁULICO**

Porto Alegre
Fevereiro 2018



ANA PAULA GOMES

**EFEITO DE ONDAS EM MARGENS A JUSANTE DE
DISSIPADORES DE ENERGIA POR RESSALTO
HIDRÁULICO**

Orientador: Luiz Augusto Magalhães Endres

Porto Alegre

Fevereiro 2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer às instituições que possibilitaram a realização do trabalho:

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, particularmente ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas e

À Universidade Federal do Rio Grande, particularmente a Escola de Engenharia.

Ao meu orientador e professor Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres pela orientação, pelos preciosos ensinamentos e pela amizade que construímos.

Ao professor Dr. Marcelo Giulian Marques pelo incentivo, motivação, ensinamentos, atenção e amizade.

Ao grande amigo e incentivador para que este trabalho fosse realizado em modelagem física reduzida, professor Dr. José Antônio Scotti Fontoura.

Ao meu marido, amigo, parceiro de todas as horas e grande incentivador, Marcio Machado, que sempre apoiou minhas escolhas e compreendeu a minha ausência durante muito tempo (desde a época da graduação). Muito obrigada também por todo o auxílio durante os trabalhos de laboratório em que acabou participando e, pelas viagens nas madrugadas ao me levar a Porto Alegre. Serei eternamente grata a você.

A minha amada filha, Lívia Gomes Machado, que surgiu em minha vida no transcorrer deste trabalho, que tão pequena já teve que suportar minha ausência para que este trabalho pudesse ser concluído.

Aos meus pais, minha amada Mãe, Sônia Maria de Souza Gomes, e meu amado Pai, Antonio Carlos Gomes. Quero dizer que só cheguei até aqui graças ao amor, apoio e dedicação que vocês sempre tiveram por mim. Sempre me ensinaram a agir com respeito, simplicidade, dignidade e honestidade. A vocês, a minha eterna gratidão!

A minha tia, Rosalia Gomes Machado, e minha prima, Cristina Machado da Silva por toda atenção, carinho e apoio que sempre tiveram comigo, principalmente no período em que estive morando em Porto Alegre. Muito Obrigada por tudo!

A minha querida amiga e irmã de coração, desde a época da graduação, Natália Lemke, pela grande ajuda na finalização deste trabalho. Muito obrigada por tudo, mesmo com a distância esteve sempre presente.

Aos queridos amigos que surgiram durante o doutorado, Eduardo Pivatto Marzec, Mariane Kempka e Joice Cristini Kuritza. Muito obrigada por terem surgido na minha vida, pela amizade sólida que construímos, pelas ajudas nos trabalhos de laboratório e pelo companheirismo no IPH. A nossa amizade vence qualquer distância.

Ao meu grande amigo irmão que surgiu durante o doutorado, Eduardo Puhl, pela amizade, por todo auxílio e apoio que recebi durante o curso.

Ao bolsistas de iniciação científica Denis Mendes Barbosa, Luca Smiderle Ferreira, Yuri Timm Muller, Gabriel Lombardi e Augusto Ceron Reginatto, vocês foram fundamentais para a realização deste estudo. Muito obrigada por tudo.

Aos colegas e funcionários do Laboratório Fluvial que muito me auxiliaram durante a realização dos ensaios: Éder Rodrigues, Cristian Valenti Schenk e Marcelo Vargas Lopes.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo experimental sobre o efeito da ação das ondas nas margens de rios que estão a jusante de estruturas hidráulicas. O trabalho foi realizado em três etapas, sendo a primeira realizada em modelo físico reduzido parcial de um vertedouro em degraus com canal a jusante, instalado no Pavilhão de Obras Hidráulicas (IPH/UFRGS).

Nesta primeira etapa, diferentes condições de vazão e submergência foram consideradas, com o objetivo de avaliar as características das ondas de superfície, geradas a jusante de um dissipador de energia por ressalto hidráulico. As características avaliadas foram: altura, período, comprimento e celeridade das ondas. Os resultados dessa primeira etapa indicaram que as características principais das ondas, altura e período, estão mais relacionadas com a vazão escoada do que com a submergência do ressalto hidráulico. Além disso, através da comparação entre os dados estimados e observados da celeridade da onda, foi possível identificar que o período significativo da onda representa melhor a caracterização de uma onda que o período de pico, para ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico.

Na segunda etapa dos ensaios, as características das ondas obtidas na primeira etapa do estudo foram reproduzidas em um canal de ondas bidimensional, instalado no Pavilhão Fluvial (IPH/UFRGS). Desta forma, foi possível avaliar o efeito da ação das ondas sobre taludes com diferentes inclinações e granulometrias de material de proteção. Os resultados desta etapa demonstraram que o talude construído com material de proteção, denominado de brita grande (G) e com inclinação 1(V):3(H), foi o que apresentou maior estabilidade após a ação das ondas, mesmo sendo este um material de diâmetro médio menor do que o recomendado pelos métodos tradicionais de dimensionamento.

Na terceira e última etapa dos ensaios, as características das ondas obtidas na primeira etapa do estudo foram reproduzidas novamente, porém em um tanque de ondas tridimensional, instalado no Pavilhão Fluvial (IPH/UFRGS). Nesta etapa do estudo, foi avaliado o efeito da ação das ondas sobre diferentes ângulos de incidência das ondas sobre talude de proteção. Os resultados obtidos nesta etapa demonstraram que o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude de proteção, intensifica o processo erosivo do material de proteção das margens.

Palavras-chave: ressalto hidráulico, altura de onda, período característico de onda.

ABSTRACT

This work presents an experimental study about waves action effects on the banks of rivers that are downstream from hydraulic structures. The work was carried out in three stages, being that the first one was realized in a reduced partial physical model of a spillway with steps and a channel downstream from it, installed in the Hydraulic Works Laboratory (IPH / UFRGS).

In this first stage, different flow and submergence conditions were considered, with the objective of evaluating the characteristics of surface waves, that were generated downstream from a energy dissipator by hydraulic jump. The evaluated characteristics were: height, period, length and celerity of the waves. The results of this first stage indicated that height and wave period, considered the two main characteristics of waves, are more related to the outflow than to the submergence of hydraulic jump. In addition, through the comparison between the estimated and observed data of wave celerity, it was possible to identify that the significant period of wave represents better the characterization of a wave than the peak period, for waves generated downstream from a hydraulic jump.

In the second stage of the tests, the wave characteristics obtained in the first stage of the study were reproduced in a two-dimensional wave channel, installed in the Fluvial Laboratory (IPH / UFRGS). In this way, it was possible to evaluate the effect of wave action on embankments with different inclinations and composed by protection material of diversas granulometries. The results of this experiment demonstrated that the embankment constructed with protective material called large gravel (G) and slope 1 (V): 3 (H) was the one that presented greater stability after the waves action, even though this material to has an average diameter smaller than that recommended by traditional dimensional methods.

In the third and last stage of tests, the wave characteristics obtained in the first stage of study were reproduced again, but now in a three-dimensional wave tank installed in the Fluvial Laboratory (IPH / UFRGS). At this stage of the study, the effect of wave action on different angles of incidence between waves and the protective embankment was evaluated. The results obtained from this step demonstrated that the increase of the angle of incidence between wave and protective slope intensifies the erosive process of material that compose the banks.

Key words: hydraulic jump, height of the wave, characteristic period of the wave.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Imagem área da Usina Hidrelétrica de Dona Francisca (Fonte: Imagem Google Maps (2018))	2
Figura 1.2 – Foto da Usina Hidroelétrica de Dona Francisca	3
Figura 1.3 – Imagem aérea da Usina Hidrelétrica de Santo Antônio e região (Fonte: Imagem Google Maps (2018))	3
Figura 1.4 – Imagem área da Usina Santo Antônio (Fonte: Imagem Google Maps (2018))	4
Figura 1.5 – Barrancos da margem direita do Rio Madeira - RO. (Fonte: PEREIRA <i>et al.</i> , 2015).....	4
Figura 3.1 – Bacias de dissipação por ressalto hidráulico. (Fonte: CONTERATO, 2014).....	8
Figura 3.2 – Bacias de dissipação por “roller”. (Fonte: CONTERATO, 2014).....	9
Figura 3.3 – Bacias de dissipação por impacto. (Fonte: CONTERATO, 2014)	9
Figura 3.4 – Dissipadores por macrorugosidade . (Fonte: CONTERATO, 2014).....	9
Figura 3.5 – Ressalto Hidráulico. (Fonte: PORTO, 2004)	10
Figura 3.6 – Forças de pressão, sobre um volume de controle definido pelas seções 1 e 2. (Fonte: CHANSON (2010))	11
Figura 3.7 – Curva da força específica. (Fonte: PORTO, 2004).....	12
Figura 3.8 – Formas de ressalto hidráulico (Fonte: adaptado de PETERKA, 1974)	15
Figura 3.9 – Ressalto hidráulico formado a jusante de uma comporta (a) e a jusante de um vertedouro (b). (Fonte: Neto, 2006)	16
Figura 3.10 – Tipos de ressalto a jusante de um paramento inclinado. (Fonte: Hager, 1992) .	17
Figura 3.11 – Dissipação de energia no ressalto hidráulico, onde S_1 é a seção de entrada do ressalto hidráulico e S_2 é a seção de saída, Y_1 e Y_2 são as alturas conjugadas, V_1 e V_2 são as velocidades médias na entrada e na saída do ressalto hidráulico, respectivamente. (Fonte: adaptado PETERKA, 1974)	18
Figura 3.12 – Eficiência do ressalto hidráulico de acordo com o número de Froude. (Fonte: PETERKA, 1974).....	19
Figura 3.13 – Comprimento do rolo e do ressalto hidráulico em seção longitudinal do canal. (Fonte: Teixeira, 2003)	20
Figura 3.14 – Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto (Fonte: adaptado de MOK, 2004)	22
Figura 3.15 – Características da Onda (Fonte: CARNEIRO, 2003)	23
Figura 3.16 – Ilustração da formação de ondas em uma região com processos de interações e superposições (Fonte: MARTINS (2003) apud. CARNEIRO(2003))	24
Figura 3.17 – Regiões de validade das Teorias das Ondas (LE MÉHAUTÉ, 1976, apud. KAMPHUIS, 2000).....	25
Figura 3.18 – Principais tipos de ondas de gravidade (Fonte: CEM apud. CARNEIRO, 2003).....	26
Figura 3.19 – Trajetória da partícula, em ondas progressivas, para diferentes profundidades relativas (Fonte: DEAN & DALRYMPLE, 1992)	28
Figura 3.20 – Superfície do oceano como resultado da soma de várias componentes de ondas harmônicas, com diferentes períodos (T), alturas (H) e fases (Fonte: Adaptado de GODA, 2000).....	31
Figura 3.21 – Espectro de ondas obtido para diferentes velocidades de vento (Fonte: Adaptado de Pierson & Moskowitz (1964) apud. CURBANI, 2011).....	32
Figura 3.22 – Espectro de ondas obtido para diferentes medidas de pistas (Fonte: Adaptado de Hasselmann et al (1973) apud. CURBANI, 2011)	33
Figura 3.23 – Exemplo de espectro bidimensional de densidade de energia de ondas. Energia em m^4/rad (Fonte: Adaptado de Johnsen (2005) apud. POÇAS, 2011)	34
Figura 3.24 – Padrão Kelvin de ondas de embarcação em águas profundas. Fonte: Coastal Engineering (2002), apud NASCIMENTO et al. (2010).....	35

Figura 3.25 – Padrão de “ship waves” geradas em águas rasas. (Fonte: NASCIMENTO et al., 2010).....	36
Figura 3.26 – Primeira forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas	38
Figura 3.27 – Segunda forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas	39
Figura 3.28 – Terceira forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas, chamada de Balsa.....	39
Figura 3.29 – Quarta forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas	40
Figura 3.30 – Desempenho do supressor de ondas subterrâneo. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).....	41
Figura 3.31 – Dissipador de energia por ressalto hidráulico (Fonte: Abou-Seida, 1963)	41
Figura 3.32 – Comportamento estatístico das ondas progressivas ($d_2 = 24,4$ cm) (Fonte: Abou-Seida, 1963).....	43
Figura 3.33 – Relação entre H_s/d_2 e gT^2/d_2 com o parâmetro λ_1 . (Fonte: Abou-Seida, 1963). 43	
Figura 3.34 – Relação entre os parâmetros adimensionais gH_s/V_1^2 e gT/V_1 com as alturas conjugadas d_1/d_2 para diferentes valores de λ_1	44
Figura 3.35 – Esquema da seção de entrada do canal. (Fonte: LOPARDO e VERNET, 1978).	
Figura 3.36 – Relação entre H_s/h_1 e o número de Froude, para um ressalto hidráulico livre (Fonte: LOPARDO E VERNET, 1978)	45
Figura 3.37 – Relação entre $U_1 T_p/h_1$ e o número de Froude, para um ressalto hidráulico livre (Fonte: LOPARDO & VERNET, 1978)	46
Figura 3.38 – Comportamento da altura significativa em função da posição de medição. (Fonte: Lopardo e Vernet, 1978)	46
Figura 3.39 – Comportamento da altura significativa das ondas com a submergência do ressalto hidráulico.(Fonte: Lopardo e Vernet, 1978).....	47
Figura 3.40 – Perfil vertical de correntes para os casos I a IV, respectivamente, da esquerda para a direita. (Fonte: Dias e Neve, 2013).....	49
Figura 3.41 – Tipos de Proteção com Enrocamento (BRIGHETTI & MARTINS, 2001).....	53
Figura 3.42 – Enrocamento granítico utilizado como proteção de margem de canal de adução de água. Sistema Alto Tietê (BRIGHETTI & MARTINS, 2001).....	53
Figura 3.43 – Revestimento de Margens com Gabiões para proteção contra ondas. (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001).....	53
Figura 3.44 – Painéis em concreto armado (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001)	54
Figura 3.45 – Exemplo de vegetação afogada nas margens do lago de Ilha Solteira. (Fonte: NEVES, 2006).....	55
Figura 3.46 – Espigão de proteção, com retenção de material flutuante, Rio Arkansas. (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001).....	55
Figura 3.47 – Diques laterais em cerca de madeira. (Fonte: Petersen, 1981, apud BRIGHETTI & MARTINS, 2001).....	56
Figura 3.48 – Contenção de talude marginal com sacos de areia, nas proximidades do município de Brejo Grande/SE. (Fonte: HOLANDA et al., 2009)	56
Figura 3.49 – Perfil e paisagem de Planossolo Háptico Eutrófico arênico (Unidade Vacacaí). (Fonte: STRECK et al. , 2008)	58
Figura 3.50 – Parâmetro de forma A (Fonte adaptado de Dean & Dalrymple, 2004)	62
Figura 3.51 – Tipos de Geradores de Onda (Fonte: BHATTACHARYYA, 1978).....	70
Figura 3.52 – Geradores de onda de pistão (a) e placa basculante (b) (Fonte: ROSAURO, 2004).....	71
Figura 3.53 – Curva teórica que relaciona o movimento da pá de um gerador articulado no fundo com as características da onda gerada. (Fonte: DEAN e DALRYMPLE, 1984).....	72
Figura 3.54 – Esquema do gerador de ondas do IPH (Fonte: CERDEIRA, 2006)	72

Figura 3.55 – Gráfico da curva teórica do gerador de ondas do IPH para diversos valores de $\Delta V/h$ (Fonte: CERDEIRA, 2006).....	73
Figura 3.56: Exemplo do critério de zero ascendente	74
Figura 3.57 – Exemplo de um espectro com o registro de onda correspondente (12 de Novembro de 1973, 21 UTC, 53 ° 25'N, 4 ° 13'E, profundidade de água de 25 m, altura de onda de 4,0 m, período da onda de 6,5 s. (Fonte: LAING <i>et al.</i> , 1998).....	75
Figura 4.1 – Representação esquemática do modelo utilizado (escoamento da direita para a esquerda). (Adaptado MARQUES et al. (2013))	79
Figura 4.2 – Modelo reduzido utilizado, seta indicando o sentido do escoamento.....	80
Figura 4.3 – Modelo do vertedouro com calha em degraus: (a) esquema do modelo com degraus de 6 cm de altura e 4,5 cm de largura; (b) vista lateral do modelo com seta indicando o sentido do escoamento. (Fonte: CONTERATO, 2014).....	80
Figura 4.4 – Instalação da sonda sobre a bacia de dissipação	81
Figura 4.5 – Esquema de sonda ADV – Sontek (Fonte: SONTEK, 2009)	81
Figura 4.6 – Esquema do canal de ondas do IPH (Fonte: ROSAURO, 2004).....	82
Figura 4.7 – Esquema do gerador de ondas.....	83
Figura 4.8 – Gerador de ondas do canal (a) e variador de frequência (b)	83
Figura 4.9 – Esquema de posição dos sensores (Fonte: adaptado de CLEMENTE, 2013).....	84
Figura 4.10 – Sondas posicionadas na parte mais rasa do canal	84
Figura 4.11 - Esquema do tanque de ondas, vista superior	85
Figura 4.12 - Gerador de ondas do tanque (a) e motor com variador de frequência (b)	85
Figura 4.13 - Esquema de posição das sondas e do ADV (Vista lateral do tanque de ondas) .	86
Figura 4.14 - Esquema de posições das sondas para ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).....	86
Figura 4.15 - Esquema de posições das sondas e dos ADVs para ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas)	87
Figura 4.16 – Calibração da Sonda 1 realizada no dia 19.10.2012	88
Figura 4.17 - Posição do ADV e sentidos do escoamento, de h positivo nos gráficos dos perfis de velocidades e das componentes positivas de velocidades medidas pelo ADV.....	92
Figura 4.18 – Regulagem do braço do batedor de ondas.....	94
Figura 4.19 – Processo de lavagem dos materiais.....	97
Figura 4.20 – Pintura da brita G com tinta branca para formação de uma superfície de referência e contraste visual no talude.....	98
Figura 4.21 – Lançamento da brita G branca sobre o talude sem compactação.....	98
Figura 4.22 – Marcação das listras longitudinais no talude com tinta vermelha.....	99
Figura 4.23 – Marcação das listras longitudinais no talude com tinta azul.....	99
Figura 4.24 – Talude constituído de brita G.....	100
Figura 4.25– Talude constituído de brita P.....	100
Figura 4.26 – Talude constituído de areia	101
Figura 4.27 – Esquema do levantamento manual topo-altimétrico	102
Figura 4.28 – Suportes utilizados para calibração das sondas de medição da variação do nível de água.....	103
Figura 4.29 – Variação da elevação dos suportes de fixação das sondas, para o processo de calibração.....	104
Figura 4.30 – Fixação das sondas a tripés posicionados ao longo do tanque de ondas.....	104
Figura 4.31 – Nivelamento das sondas capacitivas	105
Figura 4.32 – Ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude	106
Figura 4.33 – Ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude	106
Figura 4.34 – Ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude	107
Figura 4.35 – Posicionamento da areia na direção de incidência com as ondas, sem compactação e com inclinação de 1(V):3(H)	108
Figura 4.36 – Colocação do gabarito de madeira para confecção da superfície do talude.....	108

Figura 4.37 – Início do nivelamento da superfície do talude	109
Figura 4.38 – Nivelamento da superfície do talude.....	109
Figura 4.39 – Nivelamento da superfície do talude.....	110
Figura 4.40 – Preenchimento das emendas ocasionadas pela retirada do gabarito de confecção do talude	110
Figura 4.41 – Ajuste das irregularidades ao longo da superfície do talude.....	111
Figura 4.42 – Linhas de nylon posicionadas sobre a superfície superior do talude para auxílio do levantamento topo-altimétrico.....	111
Figura 4.43 – Esquema do levantamento manual topo-altimétrico.....	112
Figura 4.44 – Medição vertical dos perfis com auxílio de um pêndulo	112
Figura 4.45 – Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas)	113
Figura 4.46 – Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).....	113
Figura 4.47 – Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).....	114
Figura 4.48 – Posicionamento do ADV para medição das velocidades médias das correntes no sentido longitudinal ao talude.....	114
Figura 5.1 – Densidade Espectral – Vazão de 40 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	118
Figura 5.2 – Densidade Espectral – Vazão de 45 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	118
Figura 5.3 – Densidade Espectral – Vazão de 50 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	119
Figura 5.4 – Densidade Espectral – Vazão de 55 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	119
Figura 5.5 – Densidade Espectral – Vazão de 60 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	119
Figura 5.6 – Densidade Espectral – Vazão de 65 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	120
Figura 5.7 – Densidade Espectral – Vazão de 70 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	120
Figura 5.8 – Densidade Espectral – Vazão de 75 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	120
Figura 5.9 – Densidade Espectral – Vazão de 80 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro	121
Figura 5.10 – Relação entre a energia total dos registros (m_0) e a energia total disponível ao final do ressalto hidráulico (E), para teste T_1	122
Figura 5.11 – Períodos característicos das ondas referente à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre.(valores médios dos testes)	123
Figura 5.12 – Períodos característicos das ondas referente à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico submerso.(valores médios dos testes).....	124
Figura 5.13 – Resumo dos períodos característicos das ondas referente à 1ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submerso.....	125
Figura 5.14 – Períodos característicos das ondas referente à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre.(valores médios dos testes)	125
Figura 5.15 – Períodos característicos das ondas referente à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes)	126
Figura 5.16 – Períodos característicos das ondas referente à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico submerso (valores médios dos testes).....	126
Figura 5.17 – Períodos característicos das ondas referente à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico submerso (valores médios dos testes).....	126

Figura 5.18 – Resumo dos períodos característicos das ondas referente à 2ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido.....	127
Figura 5.19 – Resumo dos períodos característicos das ondas referente à 3ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido.....	127
Figura 5.20 – Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).....	129
Figura 5.21 – Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).....	129
Figura 5.22 – Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).....	130
Figura 5.23 – Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).....	130
Figura 5.24 – Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).....	131
Figura 5.25 – Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).....	131
Figura 5.26 – Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).....	131
Figura 5.27 – Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).....	132
Figura 5.28 – Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).....	132
Figura 5.29 – Comparação entre as frequências obtidas da variação da superfície livre, a jusante do ressalto hidráulico livre, com a frequência teórica de formação dos vórtices, de forma adimensional, através do número de Strouhal.	134
Figura 5.30 – Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico livre.....	135
Figura 5.31 – Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico submergido, com 10% de submergência.....	136
Figura 5.32 – Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico submergido, com 20% de submergência.....	136
Figura 5.33 – Região de Validade das Teorias das Ondas para os Dados de Ondas Obtidos no Modelo Físico Reduzido do Vertedouro em Degraus.....	141
Figura 5.34 – Relação entre H_s/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante e Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	143
Figura 5.35 – Relação entre H_s/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante e Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	144
Figura 5.36 – Relação entre H_s/d_2 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre a jusante de vertedouro em degraus, onde H_s é a altura significativa da onda, d_2 a profundidade de jusante, lida no piezômetro, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	145
Figura 5.37 – Relação entre $H_s/(d_2-d_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, onde H_s é a altura significativa da onda, d_1 e d_2 são as profundidades de montante e jusante do ressalto hidráulico, respectivamente, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	146
Figura 5.38 – Relação entre $H_s/(E_2-E_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, onde H_s é a altura significativa da onda, E_1 e E_2 são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico, respectivamente, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	147

Figura 5.39 – Relação entre U_1Ts/d_2 e o número de Froude, onde U_s é a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto, T_s é o período significativo da onda, d_2 a profundidade a jusante do ressalto hidráulico livre e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.....	148
Figura 5.40 – Relação entre H_s/T_w e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, T_w a profundidade de jusante do ressalto e Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus	149
Figura 5.41 – Relação entre H_s/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.....	150
Figura 5.42 – Relação entre $H_s/(d_2- d_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 e d_2 são as profundidades de montante e jusante do ressalto hidráulico livre, respectivamente, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.....	151
Figura 5.43 – Relação entre $H_s/(E_1- E_2)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, E_1 e E_2 são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico livre, respectivamente, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.....	151
Figura 5.44 – Relação entre U_1Ts/d_2 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo T_s o período significativo da onda, d_2 a profundidade de jusante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.....	152
Figura 5.45 – Relação entre U_1Ts/d_2 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo T_s o período significativo da onda, d_2 a profundidade de jusante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.....	152
Figura 5.46 – Curva teórica do gerador de ondas (Cerdeira, 2006) e valores experimentais referentes a posição mais próxima ao gerador, ou seja, posição P_0	154
Figura 5.47 – Altura da onda gerada, para diferentes períodos, deslocamentos do braço do gerador e profundidade de água.....	157
Figura 5.48 – Curvas de eficiência do gerador de ondas utilizado. Altura de onda em função do comprimento do braço do gerador ($S_0/2$) dado em centímetros, para diferentes valores de período.....	157
Figura 5.49 – Frequência do motor versus períodos característicos das ondas.....	158
Figura 5.50 – Regiões de validade das teorias da onda - para os dados de ondas obtidos no canal de ondas.....	160
Figura 5.51 – Curvas granulométricas dos materiais empregados na construção dos taludes no canal de ondas.....	163
Figura 5.52 – Vistas do talude, antes(a), após (b) a ação das ondas e erosão de 4 cm (c), feito com brita G e inclinação 1:3 sob ação da onda tipo C.....	165
Figura 5.53 – Vista superior do talude, antes da ação das ondas, brita G e inclinação 1:2....	166
Figura 5.54 – Vista superior do talude, depois da ação das ondas, brita G, inclinação 1:2 e sob ação da onda tipo C.....	166
Figura 5.55 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo A.....	167
Figura 5.56 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo B.....	167
Figura 5.57 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo C.....	168

Figura 5.58 – Vista superior do talude, antes da ação das ondas, brita P e inclinação 1:3.....	168
Figura 5.59 – Talude com brita P e inclinação 1:3, após o primeiro teste sob ação de onda tipo C	169
Figura 5.60 – Talude com brita P e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C	169
Figura 5.61 – Talude com brita P e inclinação 1:2, após o primeiro teste sob ação de onda tipo C	170
Figura 5.62 – Talude com brita P e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C	170
Figura 5.63 – Vista lateral do talude com areia e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C.....	171
Figura 5.64 – Recuo ocorrido no topo do talude com areia e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C	171
Figura 5.65 – Vista lateral do talude com areia e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C.....	172
Figura 5.66 – Recuo ocorrido no topo do talude com areia e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C	172
Figura 5.67 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006)	174
Figura 5.68 – Curvas de eficiência do gerador de ondas utilizado no tanque de ondas, para cada uma das posições medidas, posição P ₁ (a), posição P ₂ (b) e posição P ₃ (c). Altura de onda em função do comprimento do braço do gerador (So/2) dado em centímetros, para diferentes valores de período.....	177
Figura 5.69 – Regiões de validade das teorias da onda - para os dados de ondas obtidos no canal de ondas.....	179
Figura 5.70 – Curva granulométrica do material utilizado na construção dos taludes no tanque de ondas	180
Figura 5.71 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 90° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas Figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	183
Figura 5.72 – Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada B.....	184
Figura 5.73 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 90° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas Figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	186
Figura 5.74 – Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada C.....	187
Figura 5.75 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 109° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas Figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	189
Figura 5.76 – Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada B.....	190
Figura 5.77 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 109° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas Figuras	

representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-almétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	192
Figura 5.78 – Seção transversal do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada C.....	193
Figura 5.79 – Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo B, na posição P _{0,5}	194
Figura 5.80 – Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo C, na posição P _{0,5}	194
Figura 5.81 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 120° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas Figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-almétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	196
Figura 5.82 – Seção transversal do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada B.....	197
Figura 5.83 – Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 120° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas Figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-almétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.....	199
Figura 5.84 – Seção transversal do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos nas posições P _{0,2} , P _{0,5} e P _{0,8} , após a incidência da onda denominada C.....	199
Figura 5.85 – Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo B, na posição P _{0,5}	200
Figura 5.86 – Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo C, na posição P _{0,5}	200
Figura 5.87 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,2} , após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	201
Figura 5.88 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,5} , após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	202
Figura 5.89 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,8} , após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	202
Figura 5.90 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,2} , após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	204
Figura 5.91 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,5} , após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	204
Figura 5.92 – Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P _{0,8} , após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.....	205
Figura 5.93 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°.....	207
Figura 5.94 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°.....	208
Figura 5.95 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109°.....	208
Figura 5.96 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109°.....	209
Figura 5.97 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120°.....	210
Figura 5.98 – Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120°.....	210

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano.(Fonte: Neto, 2006).....	14
Tabela 3.2 – Fórmulas sugeridas para a determinação da perda de energia no ressalto hidráulico. (Fonte: NETO, 2006)	19
Tabela 3.3 – Equações sugeridas por diversos autores para determinação do comprimento do ressalto hidráulico livre. (Fonte: Conterato, 2014).....	20
Tabela 3.4 – Equações sugeridas para o comprimento do rolo (Fonte: Teixeira, 2003)	21
Tabela 3.5 – Efeito do comprimento do supressor na redução das alturas das ondas, para uma submergência de 33% e velocidade máxima 4,27 m/s. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).....	40
Tabela 3.6 – Altura das ondas a montante e a jusante do supressor. O comprimento considerado do supressor foi de $3,5D_2$ e submergência de 33%. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).....	40
Tabela 3.7 – valores sugeridos para o parâmetro kd. (Fonte: Brighetti & Martins (2001)).....	52
Tabela 3.8 – Inclinação de Margem Recomendada. (Fonte: LENCASTRE, 1972).....	57
Tabela 3.9 – Inclinação dos Taludes. (Fonte: CHOW, 1959)	57
Tabela 3.10 – Fração Granulométrica do horizonte A e Planossolo. (Fonte: adaptado STRECK et al. , 2008).....	58
Tabela 4.1 – Recomendações de faixas de velocidades (SONTEK, 2009).....	82
Tabela 4.2 – Parâmetros do escoamento e posições das sondas de nível nos ensaios realizados, medidas em metros, a partir do pé do vertedouro em degraus	90
Tabela 5.1 – Períodos significativos, períodos médios e períodos de pico obtidos para cada sonda.....	128
Tabela 5.2 – Alturas de ondas obtidas pela análise temporal e espectral obtidas para cada sonda.....	133
Tabela 5.3 – Comprimento de onda	138
Tabela 5.4 – Celeridade da onda observada	139
Tabela 5.5 – Celeridade da onda teórica.....	139
Tabela 5.6 – Profundidade Relativa	140
Tabela 5.7 – Características das ondas obtidas pela 1ª sonda no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, em escala 1:10, para condição de ressalto hidráulico livre.....	142
Tabela 5.8 – Características das ondas obtidas pela 1ª sonda no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, em escala 1:10, para condição de ressalto hidráulico submergido ..	148
Tabela 5.9 – Vazões características da operação e seus respectivos períodos e alturas significativas no protótipo (* foram mantidos os valores de vazão em escala de modelo)....	159
Tabela 5.10 – Valores característicos das ondas para reprodução no canal de ondas em escala de 1:5	159
Tabela 5.11 – Configurações resultantes para o canal de ondas e características das ondas geradas.....	160
Tabela 5.12 – Parâmetros utilizados e diâmetros mínimos obtidos para o material de proteção dos taludes do protótipo.....	162
Tabela 5.13 – Resultados experimentais para análise de ondas regulares.....	173
Tabela 5.14 – Valores característicos das ondas para reprodução no tanque de ondas em escala 1:8.....	178
Tabela 5.15 – Configurações resultantes para as ondas B e C no tanque de ondas em uma escala de 1:8.....	179
Tabela 5.16 – Resumo dos parâmetros utilizados nos modelos de perfis de equilíbrio para os ensaios realizados no tanque de ondas	207

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Amplitude de onda
B	Largura do canal
C	Celeridade da onda, Coeficiente de Izbash e Constante de Creger
d	Profundidade de água a jusante do ressalto hidráulico e Profundidade de água
d_1	Altura conjugada rápida
d_2	Altura conjugada lenta
D	Diâmetro característico do material e duração do vento
D_{50}, D_{n50}	Diâmetro característico do material
D_{100}	Diâmetro do maior bloco
D_0	Diâmetro do menor bloco
$D_{\text{mín}}$	Diâmetro mínimo do material
$E(f)$	Densidade de variância
E	Energia da onda, Módulo de elasticidade
E^2	Quadrado dos erros
Fr_1, F_1	Número de Froude a montante do ressalto hidráulico
f_p	Frequência de onda correspondente ao pico do espectro
F_{fric}	Força de atrito
F_p	Força de pressão
F	Distância do <i>Fetch</i>
g	Aceleração da gravidade
h	Profundidade de água
hr	Altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação
h_1	Altura conjugada rápida
h_w	Altura máxima da onda
H	Altura de onda
$H_{\text{máx}}$	Altura de onda máxima
$H_{\text{mín}}$	Altura de onda mínima
H_1, E_1	Energia total a montante do ressalto
H_2, E_2	Energia total a jusante do ressalto
$H_s, \bar{H}_{1/3}$	Altura de onda significativa
H_0	Nível de água a montante de comporta e parâmetro adimensional referente à altura das ondas
h_2	Altura conjugada lenta
H_{mo}	Altura de onda espectral
$\bar{H}_{1/n}$	Altura média de 1/n das maiores alturas de ondas
\bar{H}	Altura de onda média
K	Número de ondas e Coeficiente de reflexão
K_d	Tipo de ação de onda
L	Comprimento de onda
L_r	Comprimento do rolo
L_j	Comprimento do ressalto hidráulico
L_o	Comprimento de onda em águas profundas
m_0	Momento de ordem zero
N_σ	Escala de tensão superficial entre modelo e protótipo
N_V	Escala de velocidade entre modelo e protótipo
N_L	Escala de comprimento entre modelo e protótipo
N_g	Escala de gravidade entre modelo e protótipo
N_T	Escala de tempo entre modelo e protótipo
N_E	Escala de elasticidade entre modelo e protótipo

N_s	Inclinação do talude
P	Peso do material granular
Q	Vazão escoada
S	Coefficiente de submergência e Distância do eixo central da embarcação até o ponto onde as ondas são medidas
$S_o/2$	Comprimento do braço do gerador de ondas
t	Tempo
T	Período de onda
$T_{máx}$	Período máximo da onda
$T_s, \bar{T}_{1/3}$	Período significativo da onda
$T_{médio}$	Período médio da onda
T_p	Período de pico da onda
T_w	Altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação
\bar{T}_z	Período médio de zero-descendente
$\bar{T}_{1/n}$	Período médio de 1/n dos maiores períodos de ondas
T_0	Parâmetro adimensional referente ao período das ondas
u	Campo de velocidade na direção horizontal
U_1	Velocidade do escoamento a montante do ressalto hidráulico
U	Velocidade do vento (m/s) e Velocidade média do escoamento
V	Velocidade
V_1	Velocidade do escoamento a montante do ressalto hidráulico
V_2, V_{med}	Velocidade média do escoamento a jusante do ressalto hidráulico
V_s	Velocidade da embarcação
V_x, V_y e V_z	Velocidade do escoamento nas direções x, y e z
V_w	Velocidade do vento (km/h)
w	Campo de velocidade na direção vertical
W_{50}	Valor correspondente a 50% da curva de distribuição em massa do enrocamento de proteção
X	Coordenada de posição horizontal
x_1	Coordenada de posição média, e localização da sonda 1ª
x_n	Posição da enésima sonda
Y_1	Altura conjugada rápida
Y_2	Altura conjugada lenta
z	Coordenada de posição vertical
z_1	Coordenada de posição média
ξ	Velocidade da partícula na direção vertical e Parâmetro de arrebentação da onda
β'	Parâmetro característico do material do talude
ΔH	Perda de energia no ressalto hidráulico
η^*	Eficiência do ressalto hidráulico
η	Elevação da superfície livre
σ	Frequência angular das ondas e tensão superficial
ζ	Velocidade da partícula na direção horizontal
ϕ	Potencial de velocidade
Δ	Relação entre o peso específico do material e da água
λ_1	Relação entre a energia cinética e energia potencial
μ	Viscosidade
ρ	Massa específica da água
α_1	Coefficiente considerado para o tipo de casco da embarcação
γ	Peso específico da água
γ_s	Peso específico do material

SUMÁRIO

Resumo	iii
Abstract.....	iv
Lista de Figuras	v
Lista de Tabelas	xiii
Lista de Símbolos	xiv
Sumário.....	xvi
CAPÍTULO 1	1
1. Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Motivação	2
1.3 Hipótese	5
1.4 Justificativa	5
CAPÍTULO 2	6
2. Objetivos	6
2.1 Objetivo Geral	6
2.2 Objetivos Específicos	6
CAPÍTULO 3	8
3. Revisão Bibliográfica.....	8
3.1 Dissipadores de Energia	8
3.2 Ressalto Hidráulico.....	10
3.2.1 Alturas Conjugadas.....	12
3.2.2 Formas de Ressalto Hidráulico.....	14
3.2.3 Dissipação de Energia.....	18
3.2.4 Comprimento do Ressalto.....	19
3.2.5 Comprimento do Rolo	20
3.2.6 Característica Interna do Ressalto Hidráulico	21
3.3 Propriedades das Ondas	23
3.4 Teorias das Ondas	24
3.4.1 Teoria Linear (Stokes de Primeira Ordem)	26
3.4.2 Teoria não Linear (Stokes de Segunda Ordem).....	28
3.5 Geração de Ondas em Reservatórios	29
3.5.1 Ondas Geradas por Vento.....	29
3.5.1.1 Modelos Empíricos de Previsão de Altura de Onda	30
3.5.1.2 Formulações Espectrais de Ondas	30
3.5.2 Ondas Geradas por Embarcações	35
3.5.3 Ondas Geradas por Obras Hidráulicas.....	37
3.6 Relação entre Ondas e Correntes	47
3.6.1 Estudos Experimentais.....	47
3.6.2 Estudos Teóricos.....	48
3.7 Proteção de Margens.....	50
3.7.1 Dimensionamento de Proteções Contra a Ação das Ondas	50
3.7.1.1 Para Ondas Originadas pelo Vento	50
3.7.1.2 Para Ondas Secundárias, Originadas pelo Movimento das Embarcações.....	51
3.7.1.3 Para Leitões com Base Impermeável.....	51
3.7.1.4 Para Leitões com Base Permeável.....	51
3.7.2 Recomendações de Proteção de Margens para Rios.....	52
3.7.2.1 Proteção Contínua ou Direta.....	52
3.7.2.2 Proteção Descontínua ou Indireta	55
3.7.2.3 Obras de sustentação.....	56
3.7.3 Recomendações de Inclinação de Taludes	56

3.8 Tipo de Solo das Margens de Rios	57
3.9 Perfil de Equilíbrio Praial	59
3.10 Modelagem Física.....	64
3.10.1 Condições de Semelhança	64
3.10.2 Critérios de Semelhança Hidráulica	65
3.10.2.1 Critério de Froude.....	65
3.10.2.2 Critério de Reynolds	66
3.10.2.3 Critério de Weber.....	67
3.10.2.4 Critério de Cauchy	68
3.10.2.5 Critério de Euler.....	68
3.10.2.6 Critério Strouhal	68
3.10.3 Geradores de Ondas.....	69
3.10.4 Curva do Gerador de Ondas	71
3.11 Análise das Ondas.....	73
3.11.1 Análise Temporal.....	73
3.11.2 Análise Espectral	74
CAPÍTULO 4	78
4. Instalação Experimental e Metodologia.....	78
4.1 Planejamento dos Experimentos.....	78
4.2 Instalação e Equipamentos Utilizados nos Experimentos	79
4.2.1 Ensaios da Primeira Etapa	79
4.2.2 Ensaios da Segunda Etapa	82
4.2.3 Ensaios da Terceira Etapa.....	84
4.3. Procedimento Experimental.....	87
4.3.1 Ensaios da Primeira Etapa	87
4.3.2 Ensaios da Segunda Etapa	93
4.3.3 Ensaios da Terceira Etapa.....	103
CAPÍTULO 5	116
5. Resultados e Discussões.....	116
5.1 Introdução	116
5.2 Análise dos Dados da Primeira Etapa dos Ensaios.....	116
5.2.1 Análise da Densidade Espectral.....	117
5.2.2 Características das Ondas	122
5.2.3 Relação entre as Frequências do Rolo e da Superfície Livre	133
5.2.4 Perfil de Velocidade do Escoamento.....	135
5.2.5 Determinação do Comprimento e da Celeridade da Onda	136
5.2.6 Profundidade Relativa e Região de Validade da Teoria das Ondas	140
5.2.7 Análise adimensional.....	141
5.3 Análise dos Dados da Segunda Etapa dos Ensaios.....	154
5.3.1 Características das Ondas Geradas no Canal de Ondas.....	154
5.3.2 Reprodução das Ondas no Canal de Ondas	158
5.3.3 Dimensionamento do Material de Proteção.....	161
5.3.4 Material Granular Selecionado para Construção dos Taludes.....	163
5.3.5 Caracterização da Ação das Ondas Sobre os Taludes	164
5.3.5.1 Configuração I	164
5.3.5.2 Configuração II.....	165
5.3.5.3 Configuração III.....	166
5.3.5.4 Configuração IV	168
5.3.5.5 Configuração V.....	169
5.3.5.6 Configuração VI	170
5.3.5.7 Configuração VII.....	171
5.3.6 Aplicação dos Modelos de Perfil de Equilíbrio.....	173

5.4 Análise dos Dados da Terceira Etapa dos Ensaios	175
5.4.1 Características das Ondas Geradas no Tanque de Ondas	175
5.4.2 Reprodução das Ondas no Tanque de Ondas	178
5.4.3 Material Granular Utilizado para a Proteção das Margens.....	180
5.4.4 Caracterização da Ação das Ondas Sobre os Taludes - Ensaios Realizados no Tanque de Ondas	181
5.4.4.1 Configuração I	181
5.4.4.2 Configuração II.....	187
5.4.4.3 Configuração III.....	195
5.4.5 Aplicação dos modelos de perfil de equilíbrio para os ensaios realizados no tanque de ondas	206
CAPÍTULO 6	212
6. Conclusões e Considerações Finais	212
6.1 Conclusões	212
6.2 Considerações Finais	214
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	216

CAPÍTULO 1

1. Introdução

1.1 Considerações Iniciais

As barragens são estruturas construídas para reter um determinado volume de água com a finalidade de atender diversas funções, sendo estas, em geral, para o abastecimento doméstico e industrial, controle de cheias, navegação, recreação, irrigação e produção de energia elétrica. Este barramento, construído de forma artificial, é dotado de diversas estruturas chamadas acessórias ou adicionais, sendo uma destas denominada de vertedouros.

Os vertedouros, também chamados de extravasores, são estruturas que possuem a finalidade de descarregar o excesso de água de forma segura para jusante da barragem. Porém, estruturas deste tipo proporcionam grande energia em sua base, podendo provocar sérios danos à barragem, fazendo-se, desta forma, necessária a construção de estruturas de dissipação para a sua proteção.

O vertedouro construído em degraus consiste em uma forma de estrutura de dissipação de energia utilizada em barragens, permitindo que parte da dissipação ocorra durante a queda do escoamento, de modo a minimizar a parcela de energia que chega em sua base e, conseqüentemente, a bacia de dissipação. Desta forma, a associação de vertedouro em degraus com bacias de dissipação por ressalto hidráulico a jusante permite a construção de estruturas de dissipação menores e, portanto, mais econômicas.

No entanto, a dissipação de energia vem acompanhada de ações erosivas nas margens, imediatamente a jusante das barragens devido à ação das correntes dos rios, potencializada pelo embate das ondas geradas após o ressalto hidráulico.

Na literatura existem diversas pesquisas que identificam as características das ondas geradas pela ação do vento e pela ação do movimento de embarcações, porém a identificação das características das ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico não são usualmente conhecidas.

O primeiro trabalho experimental que se tem conhecimento sobre a identificação das ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico foi apresentado por Bradley e Peterka em 1957. Os autores sugeriram que a melhor forma de combater os efeitos advindos das ondas seria eliminá-las na sua fonte de origem.

Posteriormente ao estudo de Bradley e Peterka (1957), somente outros três autores foram identificados com estudos sobre as características das ondas a jusante de ressalto

hidráulico, de forma experimental, sendo eles Abou-Seida em 1963 e Lopardo e Vernet em 1978.

Além da escassez de trabalhos supramencionados que abordam as características das ondas geradas a jusante de uma barragem, constatou-se também uma determinada carência de estudos que identificam os parâmetros que estão diretamente envolvidos nos processos erosivos das margens a jusante de estruturas hidráulicas.

Segundo Cunha (2002) os estudos relacionados aos processos erosivos das margens em canais foram mais detalhados a partir da década de 80 com o surgimento de conceitos e das técnicas de monitoramento, com o objetivo principal de identificar os mecanismos que estão envolvidos nestes processos. Porém, em nível nacional, ainda é escasso o número de trabalhos que identificam o efeito erosivo das margens e demais efeitos geomorfológicos dos rios a jusante das barragens, levando em consideração à extensão territorial e as características de rede de drenagem brasileira.

1.2 Motivação

O ressalto hidráulico é um fenômeno muito utilizado para a dissipação da energia cinética do escoamento junto ao pé de vertedouro da barragem. No Brasil existem centenas de barragens que se utilizam deste fenômeno para a dissipação da energia do escoamento, podendo provocar, desta forma, processos erosivos tanto ao entorno da barragem como nas margens dos rios a jusante.

Na usina hidrelétrica de Dona Francisca, localizada sobre o Rio Jacuí no município de Palma, no estado do Rio Grande do Sul, observam-se estes processos erosivos sobre as margens localizadas próximas à área de influência do aproveitamento hidrelétrico (Figuras 1.1 e 1.2).



Figura 1.1 - Imagem área da Usina Hidrelétrica de Dona Francisca (Fonte: Imagem Google Maps (2018)).



Figura 1.2 - Foto da Usina Hidrelétrica de Dona Francisca.

Outro exemplo de usina hidrelétrica que apresenta efeitos de processos erosivos em suas margens a jusante da barragem, é a usina hidrelétrica de Santo Antônio localizada sobre o Rio Madeira, na cidade de Porto Velho, no estado de Rondônia (Figuras 1.3 e 1.4).

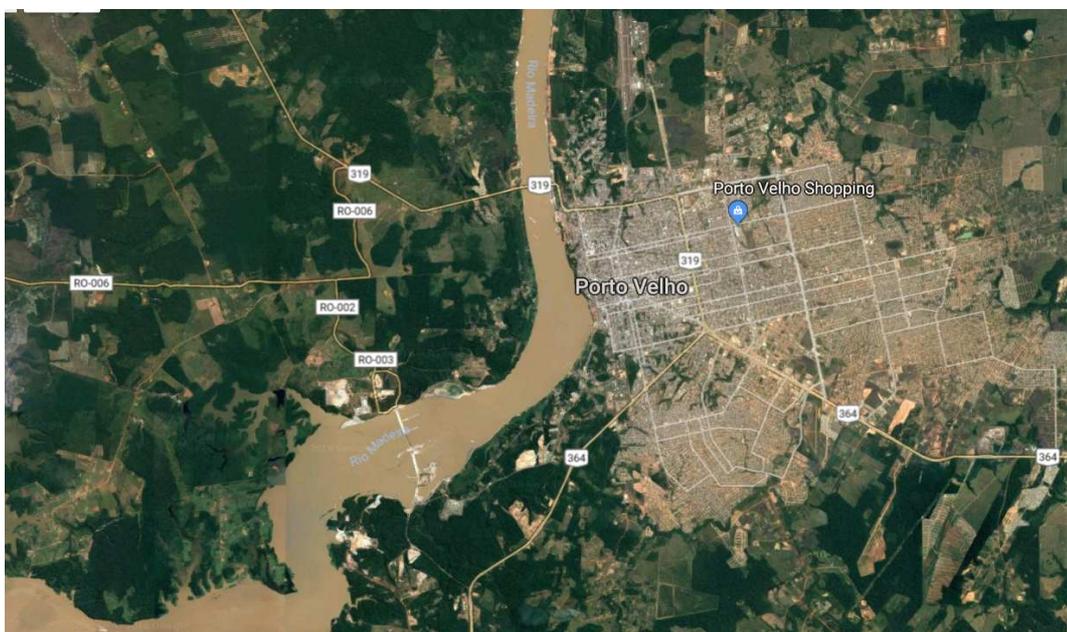


Figura 1.3 - Imagem aérea da Usina Hidrelétrica de Santo Antônio e região (Fonte: Imagem Google Maps (2018)).



Figura 1.4 - Imagem aérea da Usina Santo Antônio (Fonte: Imagem Google Maps (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." (Figura 1.5).



Figura 1.5 - Barrancos da margem direita do Rio Madeira - RO. (Fonte: PEREIRA *et al.*, 2015).

A erosão do solo a jusante de usinas hidrelétricas altera o habitat natural dos organismos, causando diminuição da sua população, aumenta o assoreamento do leito do rio a jusante, prejudicando a vida útil da usina e dos moradores ao entorno da barragem. Desta forma, torna-se necessário a realização de estudos que visem identificar parâmetros que possam intensificar a ação dos processos erosivos que estão sujeitas as margens dos rios, localizadas a jusante de estruturas hidráulicas.

Neste contexto, a identificação e análise dos parâmetros das ondas envolvidas neste processo erosivo são extremamente importantes para que haja uma correta compreensão dos agentes causadores da erosão das margens. A partir do estudo detalhado destes parâmetros, torna-se possível avaliar e até mesmo propor obras de engenharia que visam manter a proteção das margens sujeitas à ação erosiva das ondas.

1.3 Hipótese

Através de modelos físicos reduzidos tradicionais de estruturas hidráulicas, tais como canais a jusante de vertedor, é possível avaliar o movimento ondulatório da superfície da água causado pela operação destas estruturas em escala real. Além disso, é possível identificar os efeitos deste movimento ondulatório sobre as margens de rios através de uma investigação experimental.

1.4 Justificativa

Devido a este contexto, faz-se necessária uma maior abordagem de estudos, sejam experimentais ou na natureza, que permitam a identificação das características das ondas geradas a jusante de barragens, bem como os efeitos que as mesmas possam vir a provocar nas margens dos rios a jusante de estruturas hidráulicas. No entanto, entende-se que é um trabalho bastante audacioso e que certamente não será possível abordar todos os parâmetros necessários, tanto para a identificação das características das ondas geradas a jusante de estruturas hidráulicas, como também da ação das mesmas sobre as margens dos rios. Todavia, depreende-se a fundamental importância do estudo no sentido de contribuir para uma melhor compreensão do assunto abordado.

CAPÍTULO 2

2. Objetivos

2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal desta tese é analisar experimentalmente e caracterizar os efeitos dos processos físicos envolvidos na estabilidade de margens de rios, a jusante de estruturas hidráulicas, sujeitas à ação de ondas, visando a proteção destas.

Para que isto seja possível, é necessário, primeiramente, o conhecimento dos padrões de ondas que atuam sobre as margens localizadas em áreas de influência de aproveitamentos, através de uma investigação experimental em modelos físicos que representem as características hidráulicas e que permitam, posteriormente, uma análise dos parâmetros obtidos.

Após criteriosa identificação dos padrões de ondas provenientes de aproveitamentos, é necessária a investigação dos efeitos destas ondas, em canal e tanque de laboratório, com taludes de diferentes inclinações, granulometrias e ângulos de incidência das ondas sobre taludes, visando estudos futuros de proteção de margens para redução dos custos de intervenções corretivas e de reabilitação.

2.2 Objetivo Específicos

Para alcançar o objetivo geral acima descrito, torna-se necessário o cumprimento de uma série de etapas que fazem parte dos objetivos secundários deste estudo, são estes:

- identificar, através de procedimento experimental, os parâmetros característicos das ondas, períodos e alturas, geradas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico livre e submergido;
- identificar a relação existente entre os períodos característicos das ondas, geradas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico livre e submergido, com parâmetros característicos do ressalto hidráulico;
- identificar os parâmetros característicos das ondas, comprimento e celeridade das ondas, geradas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico livre e submergido, através de procedimento experimental e teórico;
- avaliar a relação entre os parâmetros característicos das ondas, períodos e alturas, com parâmetros característicos do escoamento a montante do ressalto hidráulico de forma adimensional;

- reproduzir as características das ondas, resultantes da análise experimental realizada no modelo físico reduzido de vertedouro, no canal de ondas instalado no IPH/UFRGS;
- avaliar a ação efetiva das ondas sobre taludes de proteção, constituídos com diferentes inclinações e granulometrias, de forma experimental;
- avaliar a aplicação dos modelos de perfis de equilíbrio praias, após a ação efetiva das ondas, sobre os taludes de proteção construídos no canal de ondas;
- reproduzir as características das ondas, resultantes da análise experimental realizada no modelo físico reduzido de vertedouro, no tanque de ondas instalado no IPH/UFRGS;
- avaliar a ação efetiva das ondas sobre taludes de proteção, para diferentes ângulos de incidência das ondas, de forma experimental;
- avaliar a aplicação dos modelos de perfis de equilíbrio praias, após a ação efetiva das ondas, sobre os taludes de proteção construídos no tanque de ondas.

CAPÍTULO 3

3. Revisão Bibliográfica

3.1 Dissipadores de Energia

Segundo Lencastre (1983) os dissipadores de energia podem ser classificados em quatro tipos básicos, tais como:

1. Bacia de dissipação por ressalto hidráulico: quando o leito do rio oferece pouca resistência ao escoamento, neste caso a dissipação da energia deve ocorrer dentro do dissipador que geralmente ocorre pela formação de um ressalto hidráulico. A Figura 3.1 apresenta alguns exemplos de bacias de dissipação por ressalto hidráulico.

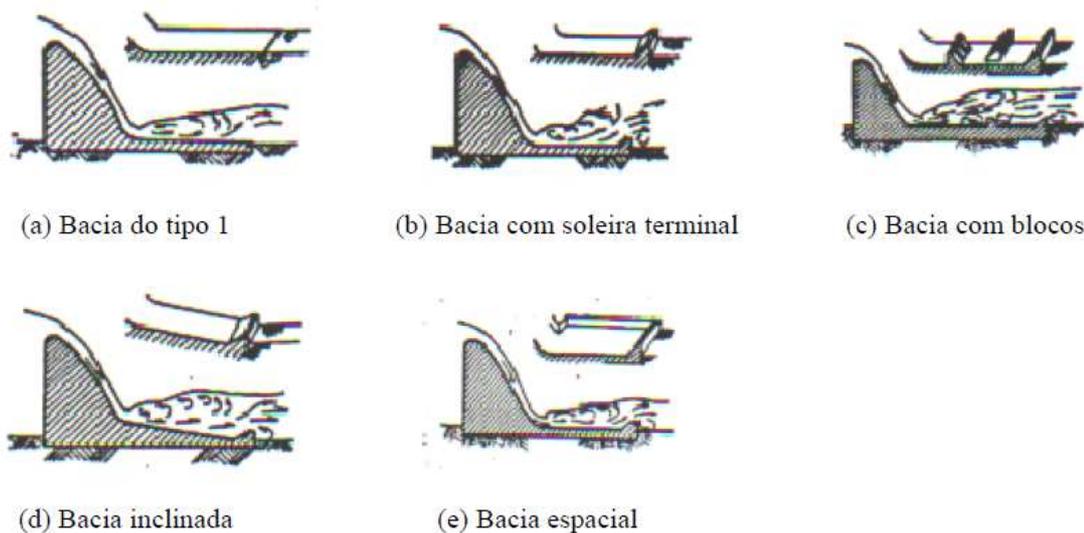


Figura 3.1 – Bacias de dissipação por ressalto hidráulico. (Fonte: CONTERATO, 2014).

2. Bacia de dissipação por “roller”: quando o leito do rio oferece maior resistência ao escoamento, neste caso a dissipação de energia é transferida para o leito do rio. A Figura 3.2 apresenta alguns exemplos.

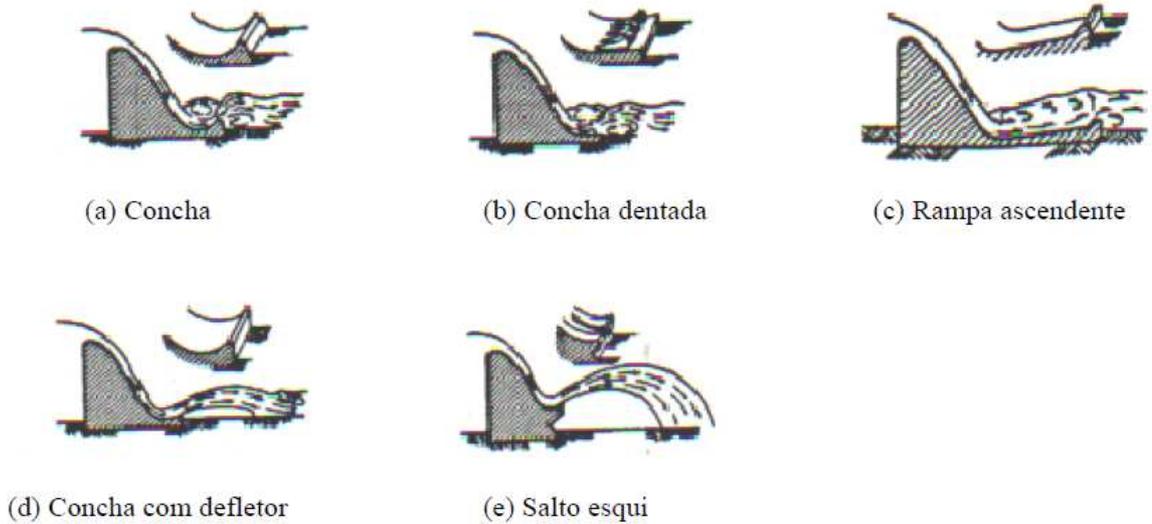


Figura 3.2 – Bacias de dissipação por “roller”. (Fonte: CONTERATO, 2014).

3. Bacia de dissipação por impacto: a dissipação de energia ocorre por jatos que se cruzam ou se atingem durante a queda, esses tipos de dissipadores não são convencionais. A Figura 3.3 apresenta alguns exemplos.

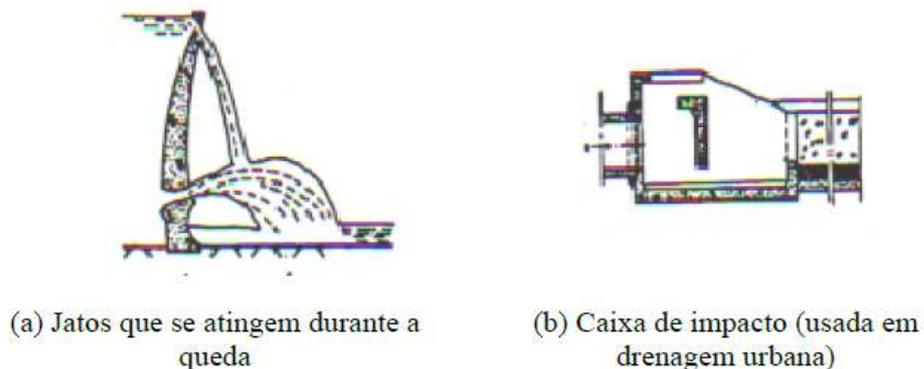


Figura 3.3 – Bacias de dissipação por impacto. (Fonte: CONTERATO, 2014).

4. Macrorugosidades: a energia do escoamento é dissipada durante a queda. A dissipação da energia ocorre normalmente sobre a superfície do vertedouro, devido a estruturas que proporcionam resistência ao escoamento. A Figura 3.4 apresenta alguns exemplos.

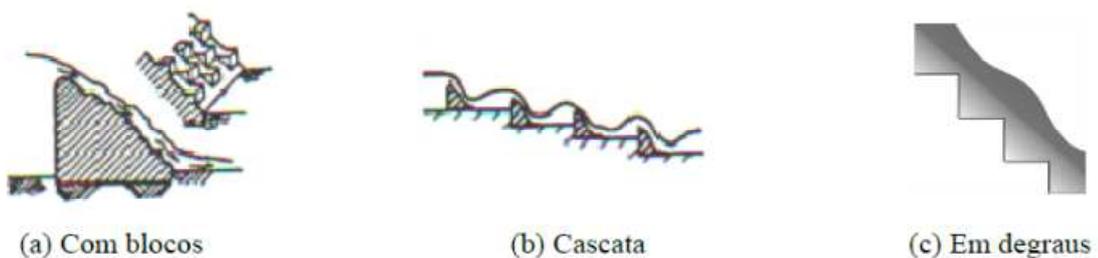


Figura 3.4 – Dissipadores por macrorugosidade . (Fonte: CONTERATO, 2014).

Segundo Ortiz (1982), as estruturas mais eficientes são aquelas em que a curva de descarga do rio se aproxima da altura conjugada do ressalto, condição esta que é ideal para o ressalto permanecer dentro da bacia de dissipação e bem definido. As estruturas que fazem parte são: bacias de dissipação por ressalto hidráulico, bacia de dissipação por “roller” (somente as que retêm o ressalto hidráulico) e os vertedouros que dissipam a energia durante a queda.

3.2 Ressalto Hidráulico

O ressalto hidráulico é um fenômeno que ocorre na transição de um escoamento torrencial para um escoamento fluvial. O escoamento é caracterizado por uma elevação brusca no nível de água sobre uma distância curta, acompanhada de uma instabilidade na superfície com grandes ondulações, flutuações de pressão, velocidades e entrada de ar no ambiente por uma conseqüente perda de energia em forma de grande turbulência. O ressalto hidráulico ocorre frequentemente nas proximidades de uma comporta de regularização ou ao pé de um vertedouro de barragem, sendo muito utilizado como dissipador de energia cinética (PORTO, 2004).

Por se tratar de um escoamento bruscamente variado, acompanhado de uma brusca variação na força hidrostática, sua definição deve ser realizada a partir do teorema da quantidade de movimento, considerando um volume de controle entre as seções limitadas pelas profundidades de entrada e de saída do ressalto hidráulico, seções 1 e 2 da Figura 3.5.

Bèlanger, 1828, foi o primeiro a sugerir a aplicação do princípio da dinâmica para o ressalto hidráulico.

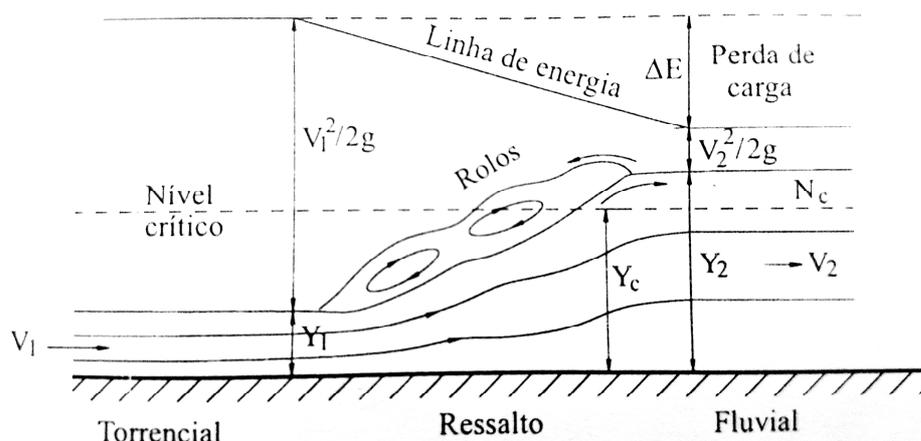


Figura 3.5 - Ressalto Hidráulico. (Fonte: PORTO, 2004).

Em escoamento unidimensional com fraca declividade atuam forças de pressão, sobre um volume de controle definido pelas seções 1 e 2 da Figura 3.6, da seguinte forma:

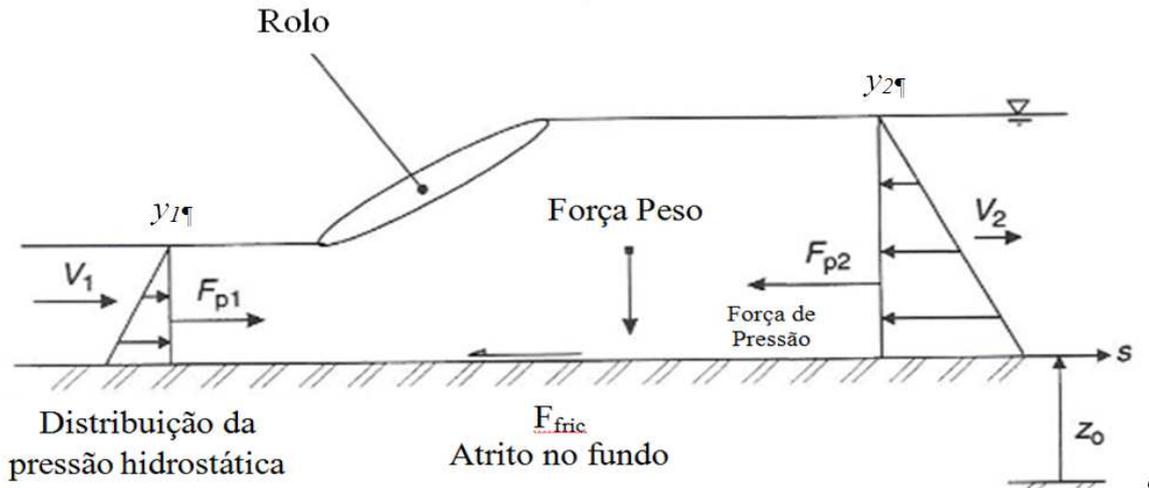


Figura 3.6 – Forças de pressão, sobre um volume de controle definido pelas seções 1 e 2. (Fonte: CHANSON (2010)).

$$F_{p1} - F_{p2} = V_1(-\rho V_1 A_1) + V_2(-\rho V_2 A_2) \quad (3.1)$$

$$F_{p1} - F_{p2} = \rho Q(V_2 - V_1) = \rho Q^2 \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right) \quad (3.2)$$

Onde: F_p é a força de pressão, V a velocidade do escoamento, A é área da seção molhada, ρ a massa específica da água e Q a vazão escoada.

Considerando a força de pressão sobre uma área plana como $F_p = \gamma \bar{y} A$, da estática dos fluidos, sendo γ o peso específico da água, A área da seção molhada e \bar{y} a distância vertical entre o centro de gravidade da seção molhada e a superfície livre do escoamento, obtém-se:

$$\gamma \bar{y}_1 A_1 - \gamma \bar{y}_2 A_2 = \rho Q^2 \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right) \quad (3.3)$$

$$\frac{Q^2}{g A_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + \bar{y}_2 A_2 \quad (3.4)$$

Desta forma, a força específica do resalto hidráulico fica definida como:

$$F(y) = \frac{Q^2}{g A} + \bar{y} A \quad (3.5)$$

Para o resalto hidráulico estacionário, a Equação (3.5) apresenta o mesmo valor a montante e a jusante.

$$F(y_1) = F(y_2) \quad (3.6)$$

Representando em um gráfico o nível da superfície livre contra a força específica do resalto hidráulico, obtém-se a curva de força específica, conforme Figura 3.7, que possui as seguintes propriedades:

- 1) se $y \rightarrow 0$; $F \rightarrow \infty$ e a curva é assintótica ao eixo das abscissas;
- 2) se $y \rightarrow \infty$; $F \rightarrow \infty$ e a curva estende-se indefinidamente para a direita;

- 3) se $y = y_c$, F passa por um mínimo, qualquer que seja a seção transversal do canal;
 4) para um determinado valor da força específica F , a curva apresenta duas alturas y_1 e y_2 , que representam as alturas conjugadas do ressalto hidráulico.

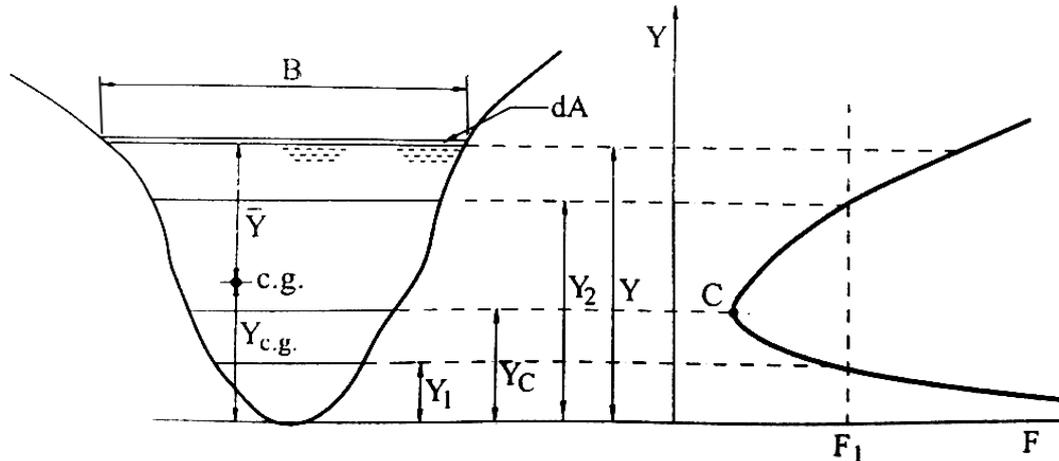


Figura 3.7 - Curva da força específica. (Fonte: PORTO, 2004)

Para formação de ressalto hidráulico em canais com seção transversal retangular, a Equação 3.4, pode ser escrita como:

$$\frac{q^2}{gy_1} + \frac{y_1^2}{2} = \frac{q^2}{gy_2} + \frac{y_2^2}{2} \quad (3.7)$$

$$y_1^2 - y_2^2 = \frac{2q^2}{g} \left(\frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_1} \right) \quad (3.8)$$

$$(y_1 - y_2)(y_1 + y_2) = \frac{2q^2}{g} \left(\frac{y_1 - y_2}{y_2 y_1} \right) \quad (3.9)$$

Onde $q = Q/B$, sendo Q a vazão escoada, B a largura do canal e g a aceleração da gravidade.

Se $y_1 \neq y_2$, tem-se:

$$y_1 + y_2 = \frac{2q^2}{g} \frac{1}{y_2 y_1} \quad (3.10)$$

$$y_2 y_1^2 + y_2^2 y_1 = \frac{2q^2}{g} \quad (3.11)$$

3.2.1 Alturas Conjugadas

As alturas conjugadas consistem em uma característica importante do estudo do ressalto hidráulico, para uma dada vazão e geometria do canal.

Dividindo a Equação 3.11 por y_1^3 , obtém-se:

$$\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \frac{y_2}{y_1} = \frac{2q^2}{gy_1^3} \quad (3.12)$$

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2Fr_1^2 = 0 \quad (3.13)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{-1 \pm \sqrt{1 + 8Fr_1^2}}{2} \quad (3.14)$$

Onde Fr_1^2 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico.

Para que o ressalto hidráulico ocorra, é necessário que $y_2 > y_1$, ou seja, que $y_2/y_1 > 1$, desta forma, tem-se:

$$\frac{y_2}{y_1} > 1 \therefore \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right] > 1 \therefore \sqrt{1 + 8Fr_1^2} > 3 \quad (3.15)$$

Logo:

$$1 + 8Fr_1^2 > 9 \therefore Fr_1^2 > 1 \therefore Fr_1 > 1 \quad (3.16)$$

A Equação 3.16 apresenta a condição necessária para que ocorra a formação do ressalto, ou seja, se o escoamento for torrencial e a singularidade produzir a profundidade de jusante y_2 no regime fluvial, o ressalto hidráulico se forma.

Através da Equação 3.14 é possível obter a relação entre as alturas conjugadas e o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico, como:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right] \quad (3.17)$$

Para a relação entre as alturas conjugadas em função do número de Froude na saída do ressalto hidráulico, obtém-se, através de um desenvolvimento semelhante, a seguinte equação:

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1 \right] \quad (3.18)$$

Onde Fr é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico.

A Tabela 3.1 apresenta formulações de diversos autores sobre as alturas conjugadas.

Tabela 3.1 – Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano.(Fonte: Neto, 2006)

Autor	Ano	Equação	
Bidone	1820	$Y_2 - Y_1 = \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$	(3.19)
Bélanger	1828	$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right)$ $\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right)$	(3.20)
Andrew	1928	$Y_2 = \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \pm \left[\left(\frac{V_1^2 \cdot Y_1}{g} \right) \cdot \left(\frac{V_1^2}{2 \cdot g} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$	(3.21)
Unwin	1928	$Y_2 = \pm \left[\frac{2 \cdot Y_1 \cdot V_1^2}{g} + \frac{Y_1^2}{4} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{Y_1}{2}$	(3.22)
Silvester	1964	$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^2 = 1 + 2 \cdot Fr_1^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{Y_1}{Y_2} \right) \right]$	(3.23)
Rajaratnam	1965	$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^3 - \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) \cdot (1 - K_1 + 2 \cdot Fr_1^2) + 2 \cdot Fr_1^2 = 0$	(3.24)
Leutheusser e Kartha	1972	$Fr_1^2 = \frac{\frac{Y_2}{Y_1} \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^2 - 1}{2,06 \cdot \left[\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) - 1 \right] - 0,0244 \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^2}$	(3.25)
Merriman	1984	$Y_2 = \pm \left[\frac{Y_1 \cdot (V_1)^2}{g} \right]^{\frac{1}{2}}$	(3.26)
Hager e Bremen	1989	$Y^* = Y_0 \left[1 - 3,25 \cdot \omega \cdot e^{-\frac{Fr_1}{7}} \cdot \log Re_1^{-3} \right]$ $Y_0 = \frac{Y_2}{Y_1} \cdot \left[1 - 0,7 \cdot (\log Re_1^{-2,5}) \cdot e^{-\frac{Fr_1}{8}} \right]$ $\omega = \frac{Y_1}{b}$	(3.27)
Ohtsu e Yasuda	1994	$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)^3 - \{2 \cdot Fr_1^2 + 1 - S_f\} \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) + 2 \cdot Fr_1^2 = 0$ $S_f = 0,12 \cdot (Fr_1 - 1)^2$	(3.28)

3.2.2 Formas de Ressalto Hidráulico

Segundo Peterka (1974) o ressalto hidráulico pode ocorrer de quatro formas diferentes para um leito horizontal, como mostrado na Figura 3.8.

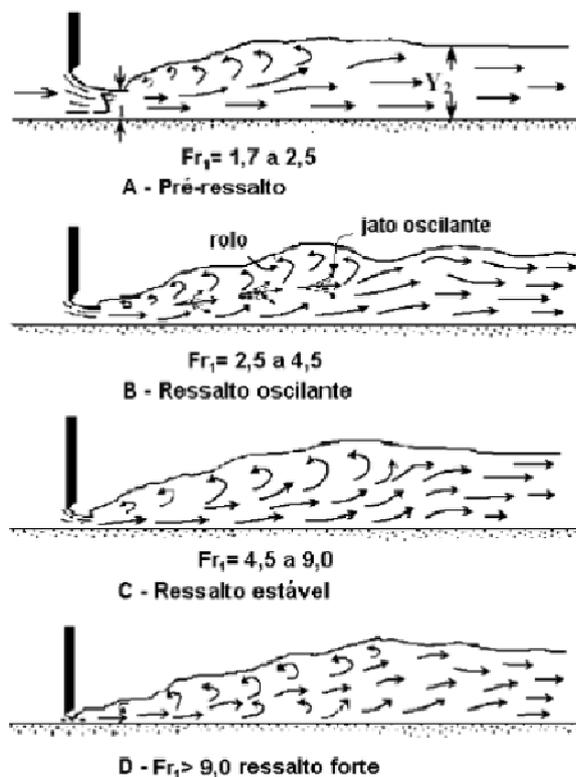


Figura 3.8 – Formas de ressaltado hidráulico (Fonte: adaptado de PETERKA, 1974).

A Figura 3.8 apresenta a classificação da forma de ressaltado em função do número de Froude na seção de montante.

A – Pré Ressonante – Froude de 1,7 a 2,5: para o número de Froude igual a 1,7 é possível observar uma série de pequenos rolos sendo formados, que se intensificam conforme o número de Froude se aproxima de 2,5. Nesta faixa de Froude não é necessária a utilização de bacias de dissipação para conter o escoamento. A superfície da água é bastante lisa, a velocidade da seção transversal é bastante uniforme e a perda de energia é menor do que 20%.

B – Ressonante de Transição – Froude de 2,5 a 4,5: esse tipo de ressaltado possui uma ação pulsante e é geralmente visto em estruturas de baixa queda. O jato de entrada no ressaltado oscila do fundo para a superfície e não apresenta um período regular. Cada oscilação produz uma grande onda de período irregular que se propaga além da bacia de dissipação, causando danos aos bancos de terra e enrocamentos.

C – Ressonante Estabilizado – Froude de 4,5 a 9: o ressaltado hidráulico para essa faixa do número de Froude é bem equilibrado e causa pouca turbulência a jusante da bacia de dissipação. A dissipação de energia para esse tipo de ressaltado hidráulico varia entre 45 % e 70 %.

D – Ressonante Forte – Froude >9: à medida em que o número de Froude aumenta (acima de 9), a forma do ressaltado muda gradualmente. A velocidade de entrada no ressaltado é muito alta, gerando ondas adicionais a jusante do ressaltado e podendo prevalecer uma

superfície bastante rugosa. A dissipação de energia, para esse tipo de ressalto, pode chegar até 85 %.

O ressalto hidráulico a jusante de comportas ou a jusante de vertedouros pode ser desenvolvido de forma livre ou submerso (afogado), conforme Figura 3.9. O ressalto hidráulico submerso se forma à medida que a lâmina d'água a jusante (T_w) torna-se maior que a lâmina d'água para um ressalto hidráulico livre (y_2).

Assim como o número de Froude (Fr_1), outro adimensional que caracteriza o ressalto afogado é o fator ou o coeficiente de submergência (S), podendo ser definido de diferentes maneiras dependendo do autor (NETO e MARQUES, 2008).

Marques *et al.* (1999, *apud* NETO e MARQUES, 2008):

$$S = \frac{T_w}{Y_2} \quad (3.29)$$

Rajaratnam (1965, *apud* NETO e MARQUES, 2008):

$$S^* = \frac{T_w - Y_2}{Y_2} \quad (3.30)$$

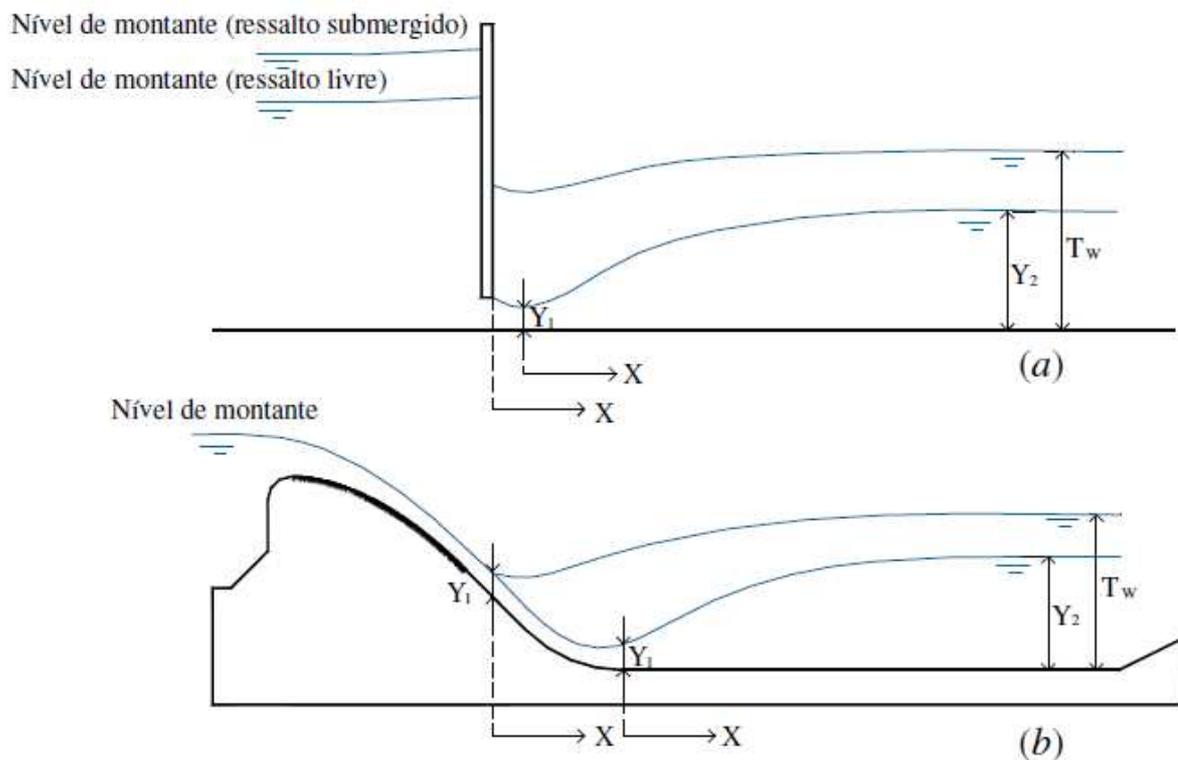


Figura 3.9 – Ressonho hidráulico formado a jusante de uma comporta (a) e a jusante de um vertedouro (b). (Fonte: Neto, 2006).

A localização do ressaltamento hidráulico formado a jusante de um vertedouro varia de acordo com a vazão escoada, podendo a seção de início do ressaltamento mover-se da bacia de dissipação para o vertedouro.

Kindsvater (1944, *apud* Hager, 1992) classifica o ressalto de acordo com a posição relativa entre o pé do vertedouro e a seção de início do ressalto hidráulico (Figura 3.9).

Tipo A: quando o ressalto inicia no pé do vertedouro. O ressalto desse tipo forma-se quando a altura conjugada lenta (y), calculada através da equação de Bélanger, é igual ao nível d'água (T_w) sobre a bacia de dissipação. O ressalto formado encontra-se inteiramente sobre o canal horizontal a jusante do pé do vertedouro.

Tipo B: o ressalto inicia no paramento do vertedouro e termina sobre o trecho horizontal da bacia. O ressalto para esse tipo é considerado afogado, ou seja, o nível d'água sobre a bacia de dissipação (T_w) é maior que a altura conjugada lenta (y_2) e o ressalto é considerado afogado.

Tipo C: o ressalto inicia sobre o paramento do vertedouro e termina no ponto de transição entre o vertedouro e o trecho horizontal. Esse tipo de ressalto, assim como o ressalto do tipo B, é considerado afogado.

Tipo D: o ressalto inicia e termina sobre o paramento do vertedouro, esse tipo de ressalto é caracterizado por um grande afogamento.

Tipo CI: o ressalto inicia e termina sobre o trecho horizontal da bacia, a jusante do pé do vertedouro. Forma-se devido ao fato do nível d'água a jusante (T_w) ser inferior à altura conjugada lenta (y_2), correspondente ao ressalto do tipo A.

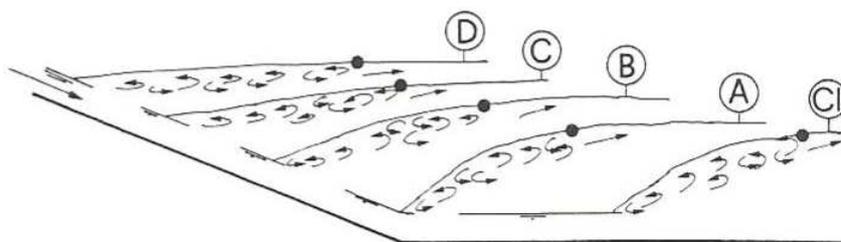


Figura 3.10 – Tipos de ressalto a jusante de um paramento inclinado. (Fonte: Hager, 1992).

Existem vários trabalhos que abordam as características externas de um ressalto hidráulico com um grande consenso entre eles, porém as características internas ainda não são totalmente conhecidas. Segundo Neto e Marques (2008), as características internas de um ressalto hidráulico podem variar em função das seguintes condições de contorno:

- ressalto hidráulico a jusante de comporta;
- ressalto hidráulico a jusante de vertedouro;
- grau de submergência;
- geometria da bacia de dissipação.

Conforme Resch e Leutheusser (1974, *apud* HAGER, 1992), a diferença entre os ressaltos formados a jusante de uma comporta ou a jusante de um vertedouro está na condição

de desenvolvimento da camada limite a montante do ressalto, que proporciona características turbulentas diferentes.

3.2.3 Dissipação de Energia

A dissipação de energia no ressalto hidráulico é determinada a partir da diferença de energia entre as seções de entrada e saída do ressalto. Por isto são consideradas as cargas estáticas, representadas pelas alturas conjugadas, e as cargas cinéticas, representadas pelas velocidades médias das seções S_1 e S_2 .

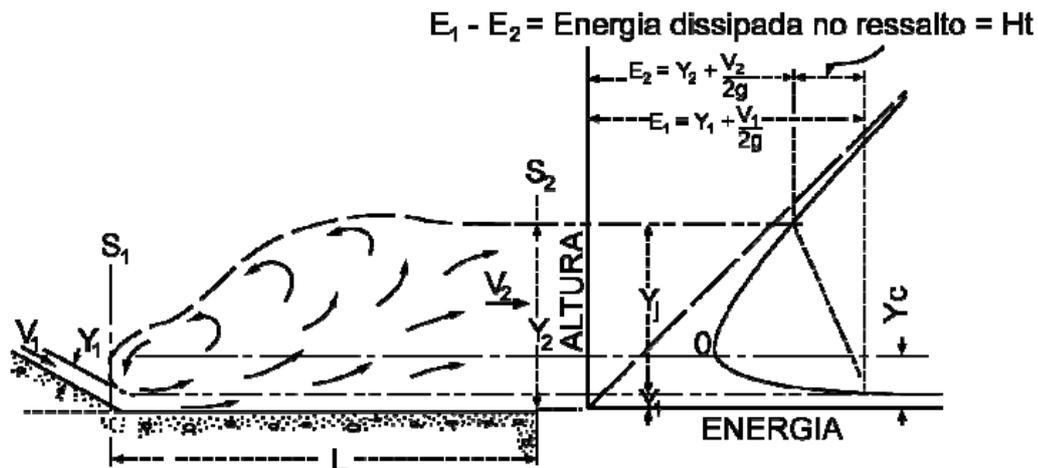


Figura 3.11 – Dissipação de energia no ressalto hidráulico, onde S_1 é a seção de entrada do ressalto hidráulico e S_2 é a seção de saída, Y_1 e Y_2 são as alturas conjugadas, V_1 e V_2 são as velocidades médias na entrada e na saída do ressalto hidráulico, respectivamente. (Fonte: adaptado PETERKA, 1974).

A perda de energia entre as seções de entrada e saída do ressalto hidráulico, pode ser determinada da seguinte maneira:

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (3.31)$$

Onde: ΔH é a perda de energia, E_1 é a energia disponível na entrada do ressalto, E_2 é a energia disponível na saída do ressalto, g é a aceleração da gravidade, y_1 e y_2 são as alturas conjugadas, V_1 e V_2 são as velocidades médias na entrada e na saída do ressalto hidráulico, respectivamente.

Para um canal retangular com seção constante e fundo horizontal, a equação anterior pode ser desenvolvida, chegando-se a:

$$\Delta H = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4Y_2Y_1} \quad (3.32)$$

A Tabela 3.2 apresenta algumas fórmulas sugeridas para a determinação da perda de energia no ressalto hidráulico, formado em um canal horizontal. As equações propostas relacionam as alturas conjugadas e o número de Froude.

Tabela 3.2 – Fórmulas sugeridas para a determinação da perda de energia no ressalto hidráulico. (Fonte: NETO, 2006)

Autor	Data	Equação	
Silvester	1964	$\frac{\Delta H}{H} = \frac{2 - 2 \cdot \frac{Y_1}{Y_2} + Fr_1 \frac{\left[\left(\frac{Y_1}{Y_2} - 1\right)\right]^2}{\left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)^2}}{2 + Fr_1^2}$ <p><i>Y₁ e Y₂ obtidos pela equação de Bélanger</i></p>	(3.33)
Chow	1959	$\frac{\Delta H}{H_1} = \frac{8 \cdot Fr_1^4 + 20 \cdot Fr_1^2 - (8 \cdot Fr_1^2 + 1)}{8 \cdot Fr_1^2 \cdot (2 + 2 \cdot Fr_1^2)}$	(3.34)
Elevatorski	1957	$\Delta H = \frac{12,5 \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot \lambda_1^2} - 3\right)^3}{(2 + \lambda_1) \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot \lambda_1} - 1)}, \text{ onde } \lambda_1 = Fr_1^2$	(3.35)

A eficiência do ressalto hidráulico (η), ou seja, da bacia de dissipação pode ser calculada pela relação entre a energia total dissipada (ΔH) e a energia disponível na entrada do ressalto.

$$\eta = \frac{\Delta H}{E_1} \quad (3.36)$$

Segundo Peterka (1974) a eficiência da dissipação de energia no ressalto hidráulico é diretamente proporcional ao número de Froude, porém, à medida que o número de Froude aumenta, o ganho de eficiência diminui, como pode ser visto na Figura 3.12.

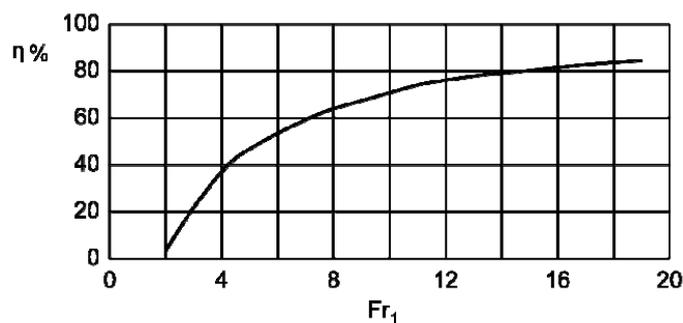


Figura 3.12 – Eficiência do ressalto hidráulico de acordo com o número de Froude. (Fonte: PETERKA, 1974).

3.2.4 Comprimento do Ressalto

O comprimento do ressalto hidráulico (L_j) é a distância entre as seções em que ocorrem as alturas conjugadas. A seção de início do ressalto pode ser facilmente definida, visualmente, devido à brusca mudança que ocorre na profundidade do escoamento.

Para a definição da seção de extremidade do ressalto hidráulico várias interpretações podem ser consideradas, tais como (HAGER, 1992):

- a superfície livre é essencialmente horizontal;
- a turbulência da superfície é expressivamente diminuída;
- não há aeração no escoamento;
- gradualmente as condições do escoamento variado desaparecem.

Por este motivo, diversas definições foram estabelecidas ao longo dos anos para a determinação do comprimento do ressalto hidráulico, sendo algumas delas apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Equações sugeridas por diversos autores para determinação do comprimento do ressalto hidráulico livre. (Fonte: Conterato, 2014).

Autor	Equação Proposta	
Riegel, Beebe (1917)	$L_j = 5. (y_2 - y_1)$	(3.37)
Aravin (1935)	$L_j = 5,4. (y_2 - y_1)$	(3.38)
Peterka (1958)	$L_j = 6,1. y_1$ $4,5 \leq Fr_1 \leq 9$	(3.39)
Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9. (y_2 - y_1)$	(3.40)
Marques <i>et al.</i> (1997)*	$L_j = 8,5. (y_2 - y_1)$	(3.41)
Teixeira (2003)	$L_j = 8. (y_2 - y_1)$	(3.42)

* fim da influência do ressalto no escoamento

A Figura 3.13 apresenta um esquema em que é possível identificar os comprimentos do rolo e do ressalto, como também as alturas conjugadas.

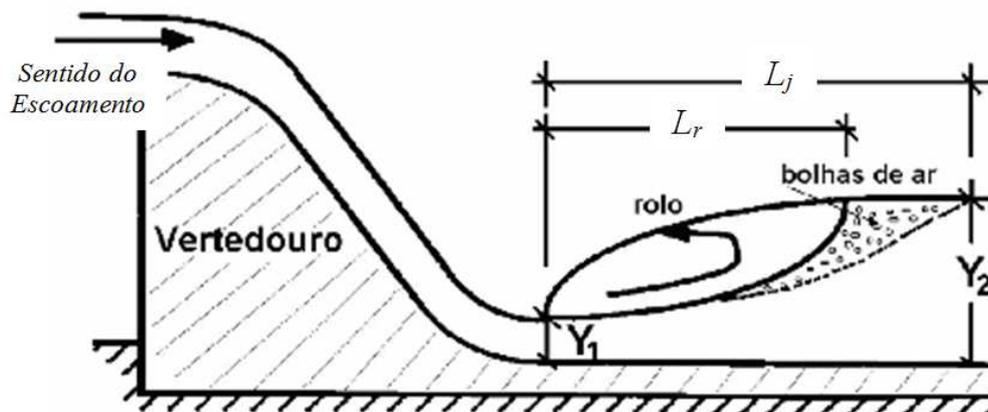


Figura 3.13 – Comprimento do rolo e do ressalto hidráulico em seção longitudinal do canal. (Fonte: Teixeira, 2003).

3.2.5 Comprimento do Rolo

O comprimento do rolo é determinado de maneira diferente entre vários autores. A subjetividade, na determinação do comprimento do rolo, está na identificação da seção onde o movimento de rotação se conclui.

Ao longo dos anos diversas presunções foram estabelecidas para a determinação do comprimento do rolo, a Tabela 3.4 apresenta algumas delas.

Tabela 3.4 – Equações sugeridas para o comprimento do rolo (Fonte: Teixeira, 2003).

Autor	Data	Equação	
Safranez	1929	$\left(\frac{L_r}{y_1}\right) = 6. Fr_1$	(3.43)
Piertrkowski	1932	$\left(\frac{L_r}{y_1}\right) = 5,9. Fr_1$	(3.44)
Wienwachter	1933	$L_r = \left(15,2 - \frac{0,24. y_2}{y_1}\right) \left\{ \left(\frac{y_2}{y_1} - 1 - V_1. \left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)\right) \right\}$	(3.45)
Douma	1942	$L_r = 3. y_2$	(3.46)
Peterka	1957	$L_r = 4,5. y_2, (4,5 \leq Fr_1 \leq 9)$	(3.47)
Newnham	1973	$L_r = 6,3. (Fr_1 - 1)$	(3.48)
Sarma e Newnham	1973	$\frac{L_j}{L_r} = 1,3$	(3.49)
Busch	1981	$L_r = \alpha. R^\beta. Fr_1^\gamma. \omega^\delta. \ln(y^\alpha)$ $\alpha = 1,285; \beta = 0,0683; \gamma = 1,1017;$ $\delta = 0,1605; y^\alpha = \frac{y_2}{y_1} \text{ (Bélanger)}$ $\omega = \frac{y_1}{b}, b = \text{largura do canal.}$	(3.50)
Hager <i>et al.</i>	1989	$L_r = -12 + 100. th\left(\frac{Fr_1}{12,5}\right)$	(3.51)
Marques <i>et al.</i>	1997	$L_r = 6,0. (y_2 - y_1)$	(3.52)

3.2.6 Característica Interna do Ressalto Hidráulico

Os projetos de estruturas hidráulicas são realizados normalmente através de características externas do ressalto hidráulico como, por exemplo, as alturas conjugadas e o comprimento do ressalto. No entanto, informações sobre as características internas do ressalto hidráulico vêm crescendo ao longo dos anos, devido à evolução de equipamentos que são utilizados em medições, à necessidade de otimização em projetos de estruturas hidráulicas e também pela avaliação de danos que são causados nas estruturas após décadas de operação.

Neste sentido, Mok (2004) realizou medições da variação da superfície livre, a jusante de ressalto hidráulico livre, e estabeleceu uma relação entre os vórtices formados em uma região dianteira do rolo com a variação da superfície livre a jusante do ressalto hidráulico

livre. O autor propôs em seu estudo uma equação para a determinação da frequência de formação de vórtices, para valores do número de Froude maiores do que 1,5.

$$freq = \frac{U_1}{2Lr} \quad (3.53)$$

Onde: freq é a frequência de formação de vórtices na região do rolo, U_1 é a velocidade de entrada do ressalto hidráulico e L_r é o comprimento do rolo.

O referido autor obteve um bom ajuste entre a expressão proposta (Equação 3.53) com as frequências características obtidas da variação da superfície livre, ao final do ressalto hidráulico livre, conforme Figura 3.14, para diferentes números de Froude.

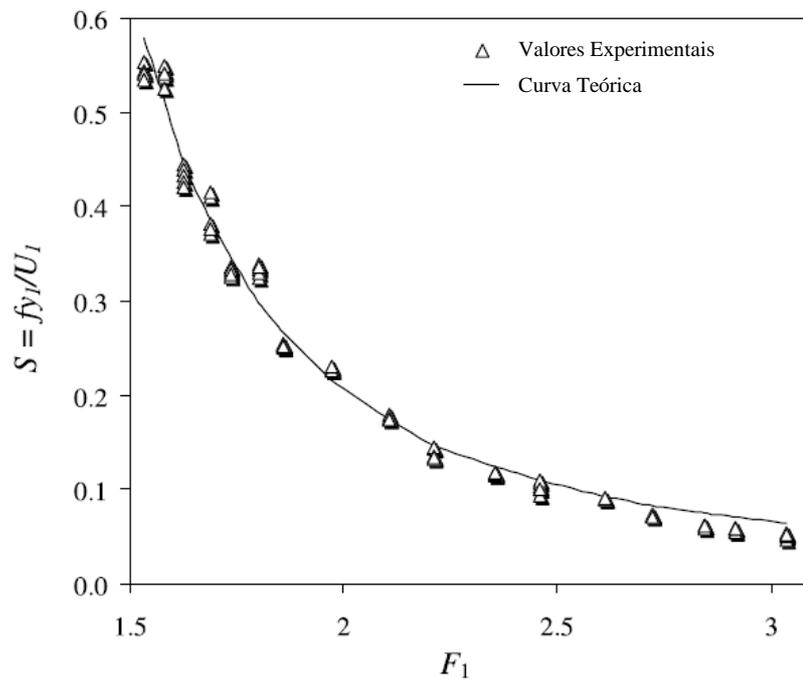


Figura 3.14 – Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto (Fonte: adaptado de MOK, 2004).

Na Figura 3.14, Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico, S é o número de Strouhal, f é a frequência dos vórtices formados no rolo, y_1 a altura conjugada rápida e U_1 a velocidade do escoamento na entrada do ressalto hidráulico.

3.3 Propriedades das Ondas

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 tais como, velocidade e aceleração do escoamento induzido pelas ondas, podem ser determinados teoricamente a partir destas quantidades (DEAN & DALRYMPLE, 1992). A Figura 3.15 apresenta um esquema bidimensional de uma propagação de onda na direção x .

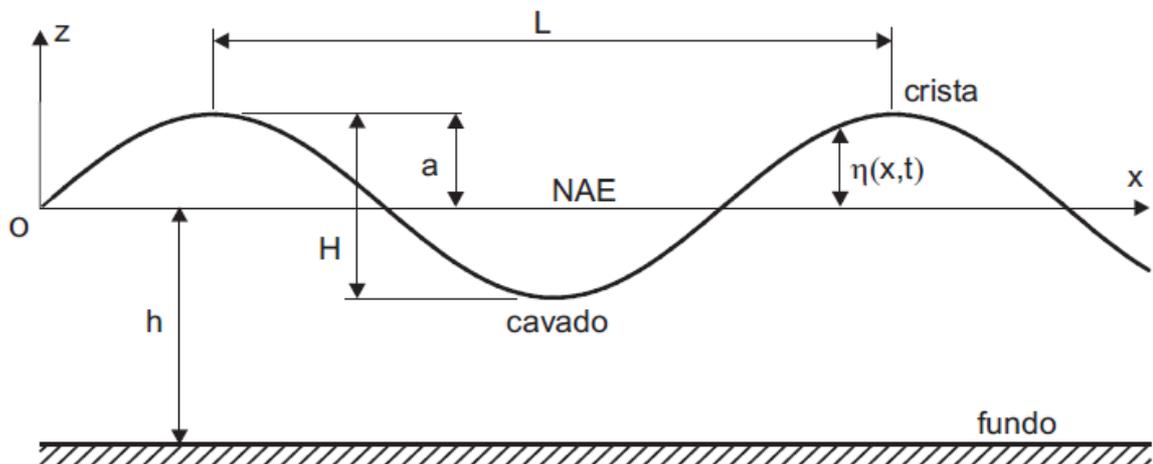


Figura 3.15 – Características da Onda (Fonte: CARNEIRO, 2003).

Os níveis da superfície mais altos são chamados de cristas e os mais baixos de cavados das ondas. A distância vertical entre uma crista e um cavado subsequentes é chamada de altura de onda, H . O comprimento de onda, L , é a distância horizontal entre duas cristas das ondas sucessivas, ou a distância entre os dois cavados de onda. O período das ondas, T , é o tempo necessário para que duas cristas sucessivas ou cavados passem em um determinado ponto. A amplitude da onda (a) é a distância entre o nível médio da superfície e a crista da onda, e a profundidade é considerada como h (DEAN & DALRYMPLE, 1992).

Na natureza, as ondas raramente apresentam a forma senoidal, nem mesmo se propagam em uma única direção. A Figura 3.16 apresenta um exemplo de uma possível forma de onda registrada na natureza, em que pode ser vista uma sobreposição de um grande número de senoides se propagando em diferentes direções (DEAN & DALRYMPLE, 1992).

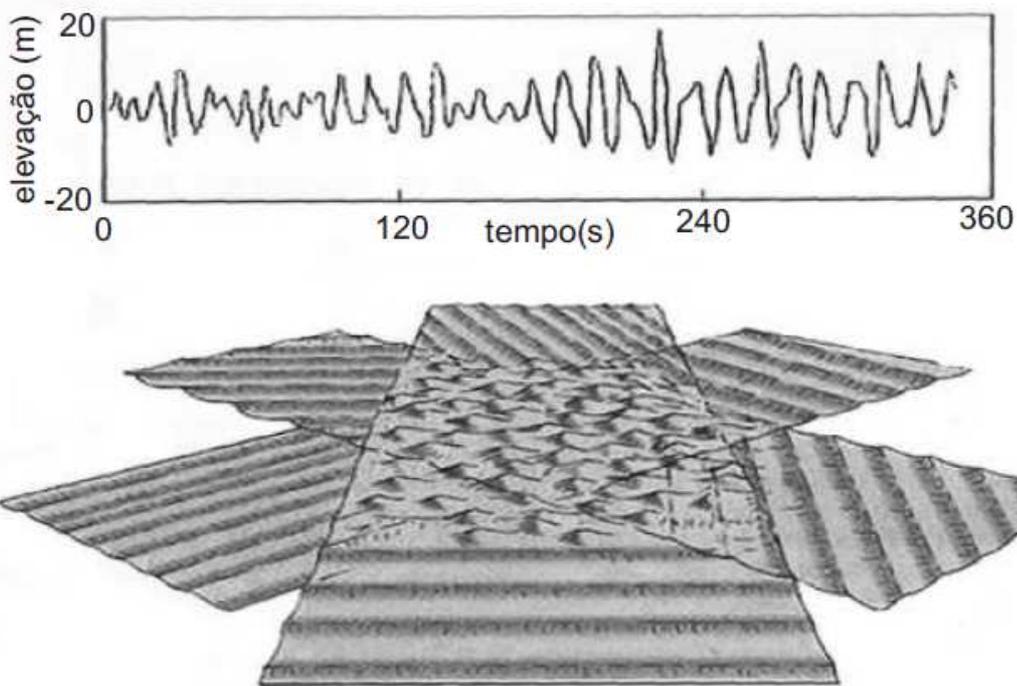


Figura 3.16 – Ilustração da formação de ondas em uma região com processos de interações e superposições (Fonte: MARTINS (2003) *apud.* CARNEIRO(2003)).

3.4 Teorias das Ondas

Existem várias teorias que buscam descrever o comportamento das ondas, sendo elas desenvolvidas com a hipótese de que o escoamento das ondas é irrotacional de um fluido homogêneo, incompressível e invíscido (sem viscosidade). Desta forma, o movimento das partículas fluidas pode ser representado pelo potencial de velocidades $\phi(x, y, z, t)$.

A Teoria das Ondas de Pequena Amplitude foi discutida pela primeira vez por Airy (1845), sendo posteriormente descrita como a Teoria de primeira ordem de Stokes (1847). Esta teoria é aplicada para condições em que a amplitude das ondas é pequena em relação aos outros comprimentos envolvidos, tais como: comprimento de onda e profundidade (KAMPHUIS, 2000).

À medida que as amplitudes das ondas se tornam maiores, mais elevadas ordens de aproximação com a teoria de Stokes podem ser usadas para descrever as ondas.

Para um fluido ideal (sem efeito viscoso) a Teoria da Onda de Pequena Amplitude (Stokes 1ª ordem) é mais bem aplicada para ondas de pequena amplitude em grandes profundidades, enquanto que as teorias de Stokes de ordem superior (Stokes 2ª, 3ª e 4ª ordem) são usadas para ondas maiores e em profundidades mais rasas (KAMPHUIS, 2000).

A Teoria da Onda Solitária é válida para águas muito rasas. Esta teoria foi desenvolvida por Boussinesq (1872), McCowan (1891, 1894) e outros, ficando popular em Munk (1949) (KAMPHUIS, 2000).

A Teoria da Onda Senoidal é aplicada para águas rasas, sendo que para este caso deve ser considerada a deformação da onda decorrente da interferência do fundo. Quando a onda está a ponto de arrebentar pode ser usada a Teoria da Onda Solitária (KAMPHUIS, 2000). A Figura 3.17 apresenta as regiões de validade das teorias das ondas.

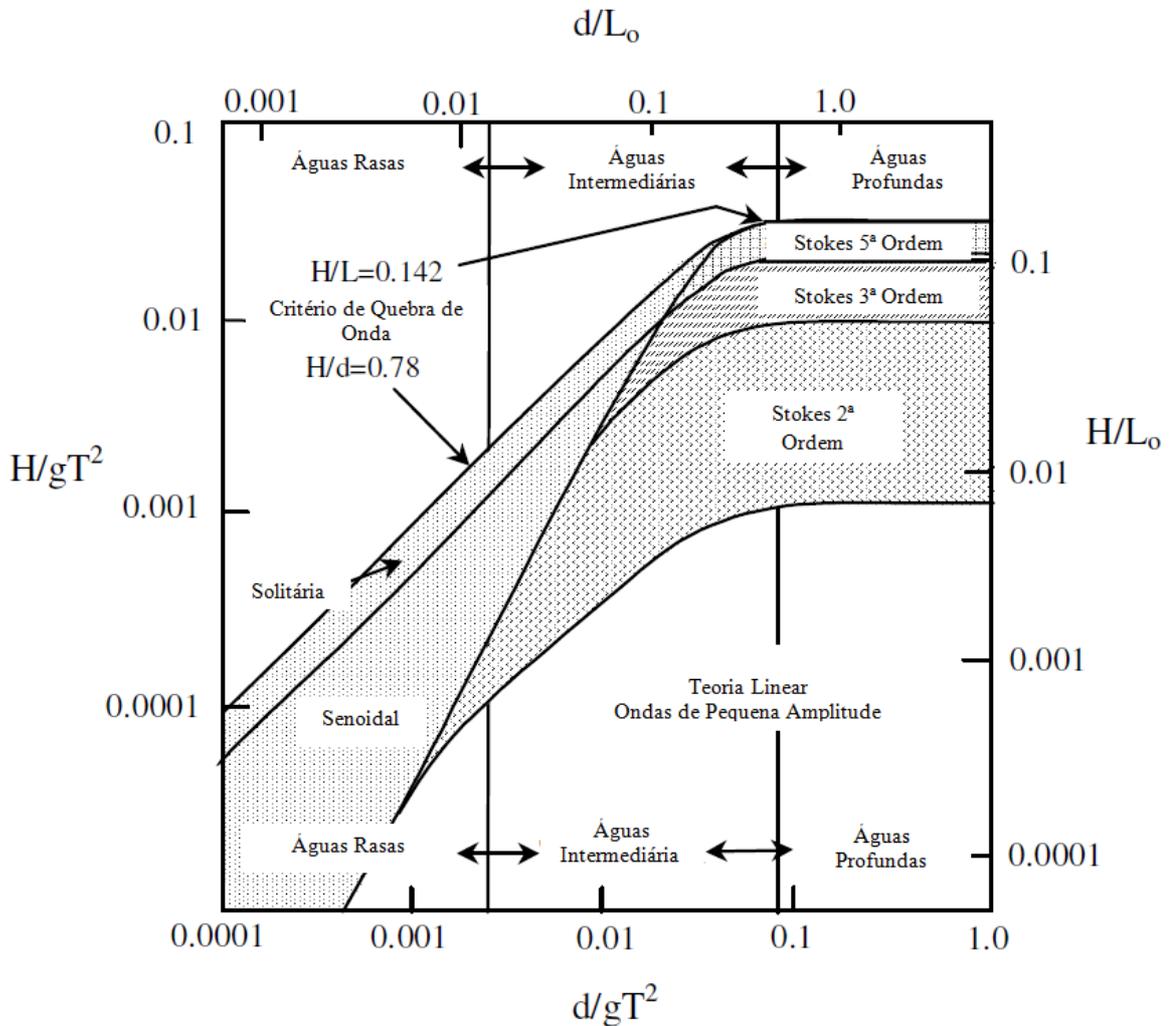


Figura 3.17 – Regiões de validade das Teorias das Ondas (LE MÉHAUTÉ, 1976, *apud*. KAMPHUIS, 2000).

A Figura 3.18 apresenta um exemplo esquemático da forma dos principais tipos de ondas de gravidade.

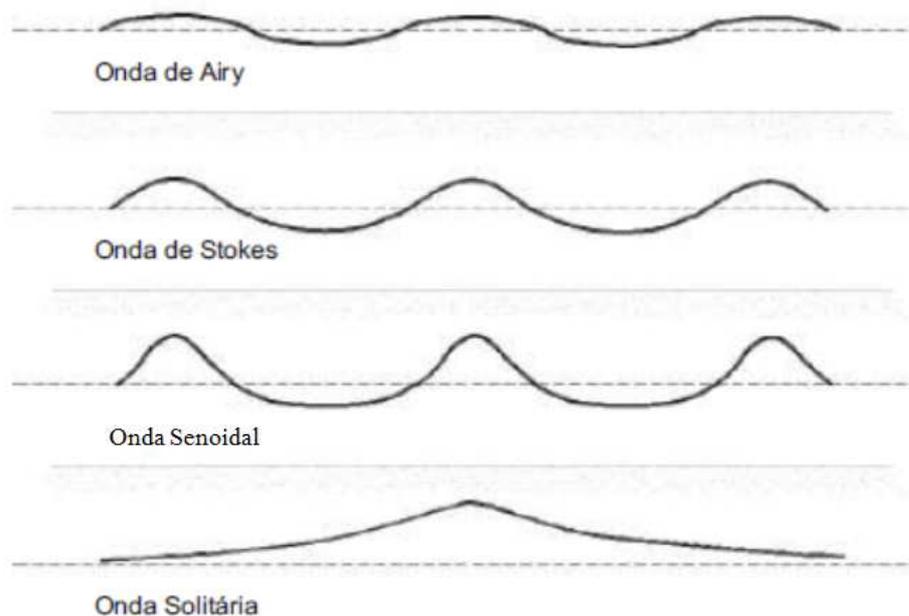


Figura 3.18 – Principais tipos de ondas de gravidade (Fonte: CEM *apud*. CARNEIRO, 2003).

3.4.1 Teoria Linear (Stokes de Primeira Ordem)

As ondas lineares de gravidade são geradas pelo vento na natureza ou por um gerador de ondas em laboratórios. Os princípios que caracterizam este fenômeno são da mecânica dos fluidos através da Conservação da Massa e da Conservação da Quantidade de Movimento (DEAN & DALRYMPLE, 1992).

A base para a teoria das ondas de pequena amplitude é a onda senoidal mostrada na Figura 3.19, podendo a superfície livre e o potencial de velocidade, para ondas progressivas, serem descritos conforme Dean & Dalrymple (1992) como:

$$\eta(x, t) = a \cos(kx - \sigma t) = a \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad (3.54)$$

$$\phi(x, z, t) = -\frac{Hg \cosh[k(h + z)]}{2\sigma \cosh(kh)} \sin(kx - \sigma t) \quad (3.55)$$

Onde: a é a amplitude da onda ($a = H/2$); x é a distância na direção de propagação da onda; t é o tempo; k é o número de onda ($k = 2\pi/L$); σ é a frequência angular da onda ($2\pi/T$); L é o comprimento de onda; T é o período da onda; g é a aceleração da gravidade; H é a altura da onda; h é a profundidade a partir do nível de repouso e z é a coordenada vertical a partir do nível de repouso.

A relação entre a altura de onda e comprimento de onda (H/L) é chamada de declividade da onda e a velocidade de propagação da onda é chamada de celeridade, C , definida por $C = L/T$.

A relação de dispersão explícita a propagação de um trem de ondas constituído por ondas com diversas frequências e celeridades, podendo ser descrita como:

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \quad (3.56)$$

Introduzindo a equação de dispersão no potencial de velocidades podemos obtém-se:

$$\phi(x, z, t) = -\frac{H}{2} C \frac{\cosh(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (3.57)$$

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

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad (3.58)$$

$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{H}{2} \sigma \frac{\sinh(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (3.59)$$

As partículas de água são deslocadas pelas pressões induzidas pela onda. Considerando uma posição média (x_1, z_1) para uma partícula de água e integrando a velocidade da mesma nas direções horizontal (ζ) e vertical (ξ), obtém-se a posição da partícula como:

$$\zeta = -\frac{H}{2} \frac{gk \cosh k(h+z_1)}{\sigma^2 \cosh kh} \sin(kx_1 - \sigma t) \quad (3.60)$$

$$\xi = -\frac{H}{2} \frac{gk \sinh k(h+z_1)}{\sigma^2 \cosh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad (3.61)$$

A forma da trajetória da partícula de água dependerá da profundidade relativa (h/L), ou seja, se a partícula encontra-se em águas rasas, intermediárias ou profundas. Se a partícula encontra-se em águas rasas sua trajetória apresenta-se elíptica, não variando seu deslocamento horizontal com a profundidade. Em águas profundas a trajetória da partícula apresenta-se circular, variando seu raio exponencialmente com a profundidade. Em águas intermediárias ocorre a superposição dos dois casos.

Para águas profundas a relação da profundidade relativa deve ser:

$$\frac{h}{L} \geq 0,5 \quad (3.62)$$

E para águas rasas:

$$\frac{h}{L} \leq 0,05 \quad (3.63)$$

Onde: h é igual à profundidade da água e L o comprimento de onda.

Quando a profundidade relativa encontra-se entre 0,05 e 0,5, é considera-se água intermediária. O comprimento de onda (L) para águas intermediárias pode ser obtido pela equação:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (3.64)$$

A Figura 3.19 apresenta a trajetória da partícula, em ondas progressivas, para diferentes profundidades relativas.

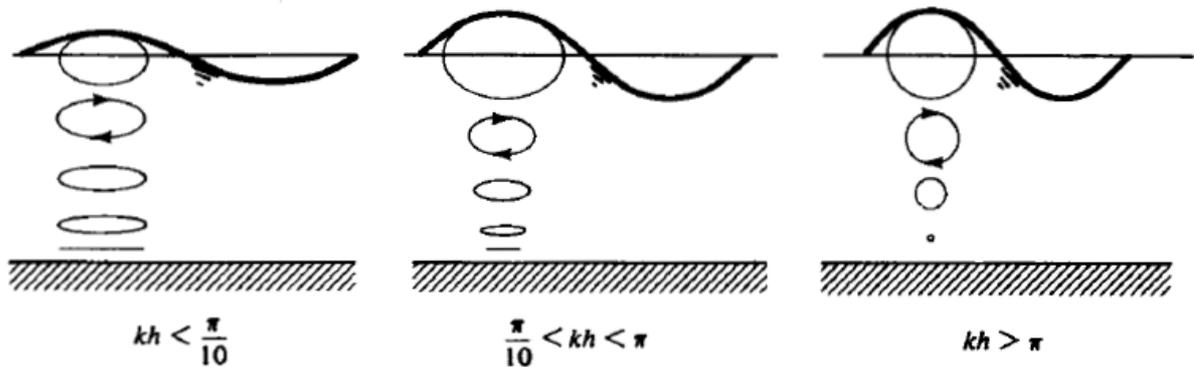


Figura 3.19 – Trajetória da partícula, em ondas progressivas, para diferentes profundidades relativas (Fonte: DEAN & DALRYMPLE, 1992).

3.4.2 Teoria não Linear (Stokes de Segunda Ordem)

A teoria das ondas não lineares se aplica melhor às ondas reais, pois se tratam de ondas com amplitudes elevadas em águas relativamente profundas.

A superfície livre e o potencial de velocidade, para a teoria de Stokes de segunda ordem, podem ser descritos conforme Dean & Dalrymple (1992) como:

$$\begin{aligned} \eta &= \epsilon\eta_1 + \epsilon^2\eta_2 \\ &= \frac{H_1}{2} \cos(kx - \sigma t) + \frac{H_1^2 k}{16} \frac{\cosh kh}{\sinh^3 kh} (2 \\ &\quad + \cosh 2kh) \cos 2(kx - \sigma t) \end{aligned} \quad (3.65)$$

$$\phi = \epsilon\phi_1 + \epsilon^2\phi_2 \quad (3.66)$$

$$\phi = -\frac{H_1 g}{2\sigma} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \sigma t) - \frac{3}{32} H_1^2 \sigma \frac{\cosh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \sin 2(kx - \sigma t) \quad (3.67)$$

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

A equação de dispersão para Stokes de segunda ordem não se altera:

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \quad (3.68)$$

3.5 Geração de Ondas em Reservatórios

A estabilização das margens, sob o ponto de vista hidráulico, significa manter a seção do curso d'água estável para sua utilização como via de navegação, elemento de um sistema de drenagem, aproveitamento hidrelétrico ou abastecimento de água. Os principais fatores que afetam esta estabilidade das margens por ação do escoamento são subdivididos em: ação erosiva das correntes, ação das ondas e irregularidades localizadas no escoamento. As ondas, uma das causas da erosão das margens, podem ser produzidas por diferentes agentes como o vento, embarcações ou a operação de estruturas hidráulicas do tipo comporta, nas usinas hidrelétricas e estações elevatórias (Brighetti & Martins, 2001).

3.5.1 Ondas Geradas por Vento

Conforme Muller (1995, *apud*. D'ARMADA *et al.*, 2011), a formação de ondas é um fenômeno que ocorre devido à ação contínua e direcionada do vento sobre a superfície das águas. O cisalhamento do vento na superfície da água faz surgir pequenas ondas que vão aumentando de altura e comprimento, impulsionadas pela ação contínua do vento.

Para gerar uma onda, é necessário que haja uma fonte que transfira energia à água. Uma das formas de transferência dessa energia é através do vento. O local que recebe os efeitos iniciais do vento é chamado de área de aeração.

A direção de propagação da onda é coincidente com a do vento que a gerou. Ela possui como ação restauradora, a gravidade, por isso também é conhecida como onda gravitacional (MARQUES, 2005).

O embate das ondas nas encostas pode ser considerado o processo erosivo mais devastador que ocorre em grandes reservatórios, cuja extensa área superficial apresenta pistas de ventos significativas e propícias à geração de ondas por vento. A ação das ondas causa transformações na linha de margem por meio de processos de abrasão e ruptura dos taludes (D'ARMADA *et al.*, 2011).

A ação do vento sobre as superfícies livres provoca ondas cujos valores de altura, período e velocidade de propagação são relacionados à profundidade do escoamento e à velocidade do vento. Para águas profundas, a altura significativa das ondas é proporcional à profundidade, y , à velocidade do vento, V , e ao comprimento do *fetch*, L , que pode ser interpretado como a distância em linha reta entre a barragem e a margem do reservatório mais distante. Em águas rasas, o efeito do atrito com o leito compete com a energia transferida pelo vento limitando a altura das ondas (Brighetti & Martins, 2001).

3.5.1.1 Modelos Empíricos de Previsão de Altura de Onda

A Associação Americana de Engenharia Civil (1948, *apud* MARQUES, 2005), apresenta três formulações empíricas para a estimativa da altura máxima das ondas geradas pela ação de ventos.

A mais tradicional delas é a fórmula denominada SGM, onde:

$$H_{m\acute{a}x} = 0,4724(U.F)^{0,5} \text{ para } F > 32 \text{ km} \quad (3.69)$$

$$H_{m\acute{a}x} = 0,4724(U.F)^{0,5} - 3,6942F^{0,25} + 8,2 \text{ para } F < 32 \text{ km} \quad (3.70)$$

A segunda formulação, de acordo com Wolf:

$$H_{m\acute{a}x} = (0,0623.U - 1,1653).F^{0,5} \quad (3.71)$$

E a terceira formulação, de acordo com Creager:

$$H_{m\acute{a}x} = 2,6581 \frac{F^{0,37}.U^{0,48}}{C} \quad (3.72)$$

Onde para as fórmulas citadas tem-se: H (m) = altura da onda; C = constante de Creager (3,41); U = velocidade do vento (m/s) e F = pista efetiva (km).

Molitor (POST, G. & LONDE, P. 1955, *apud* ICOLD, 1993) modificou a fórmula de Stevenson, introduzindo a velocidade do vento.

$$h_W = 0,032\sqrt{V_W.F} + 0,76 - 0,27\sqrt[4]{F} \text{ para } F < 30 \text{ km} \quad (3.73)$$

$$h_W = 0,032\sqrt{V_W.F} \text{ para } F > 30 \text{ km} \quad (3.74)$$

Onde: V_W é a velocidade do vento (km/h).

3.5.1.2 Formulações Espectrais de Ondas

Segundo Massel (1996), a estimativa dos parâmetros de onda, do tipo irregular, como o caso das ondas de superfície induzidas pelo vento, pode ser obtida por análise estocástica da superfície da água, a qual envolve o domínio do tempo, da frequência e da probabilidade. Para a análise no domínio do tempo, a estimativa dos parâmetros é realizada a partir de registros medidos de ondas, para o domínio da frequência a análise é obtida através da distribuição de energia das ondas, entre diversas frequências e direções com base na correlação transformada de Fourier e, finalmente, pelo domínio da probabilidade a análise é obtida em termos de funções de densidade da probabilidade, funções de distribuições e momentos estatísticos.

Uma forma de interpretar as ondas irregulares encontradas no mar, resultantes de uma superposição de vários trens de ondas regulares, conforme exemplo apresentado na Figura 3.20, com altura, período e direção conhecidos, é através do espectro de onda, o qual está relacionado com a análise estocástica da superfície do mar no domínio da frequência. A descrição da análise espectral está apresentada no item 3.11.2.

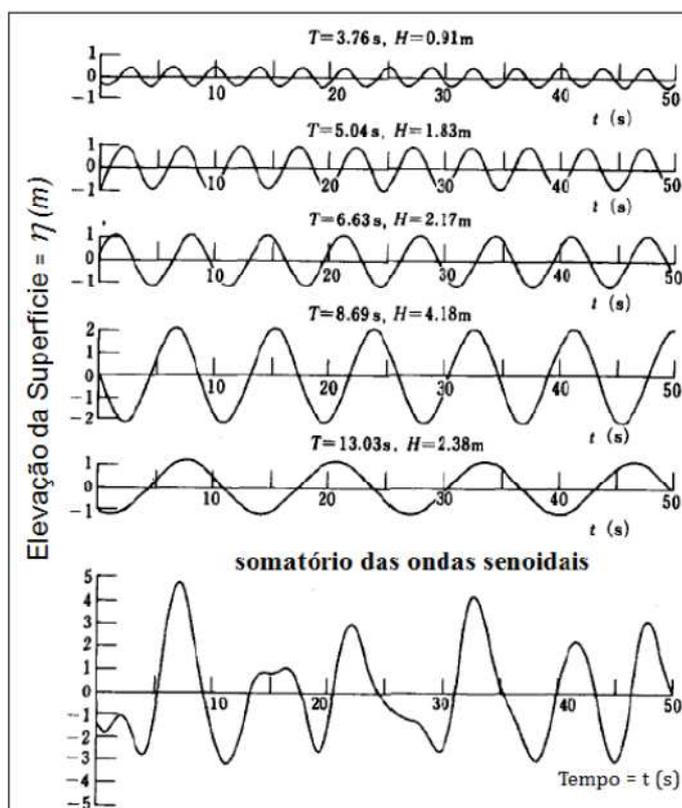


Figura 3.20 - Superfície do oceano como resultado da soma de várias componentes de ondas harmônicas, com diferentes períodos (T), alturas (H) e fases (Fonte: Adaptado de GODA, 2000).

A forma do espectro de ondas pode variar de acordo com a velocidade do vento, duração do vento atuante na superfície da água e do comprimento da pista, no qual o vento atua.

Pierson & Moskowitz (1964) propuseram diversas formulações espectrais com o objetivo de obter um espectro de ondas esperado para diferentes condições de mar, desenvolvido a partir da análise de ondas medidos no Atlântico Norte, considerando apenas registros com mares totalmente desenvolvidos. A Figura 3.21 apresenta os espectros de ondas obtidos para diferentes velocidades de vento.

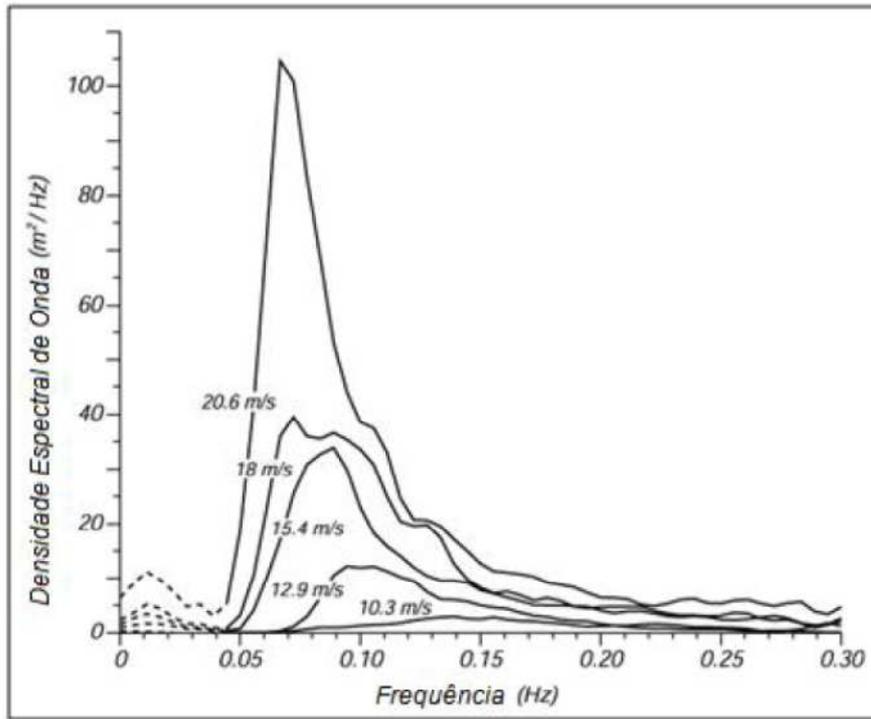


Figura 3.21 - Espectro de ondas obtido para diferentes velocidades de vento (Fonte: Adaptado de Pierson & Moskowitz (1964) *apud*. CURBANI, 2011).

Hasselmann *et al.* (1973) propuseram o espectro de JONSWAP, baseado no modelo de Pierson & Moskowitz, porém induziram fatores de escala e de forma, de modo a considerar as limitações da pista de incidência do vento. O modelo JONSWAP foi formulado a partir de um extenso programa de medição de ondas conhecido com *Joint North Sea Wave Project*, no mar do Norte entre os anos de 1968 e 1969. A Figura 3.22 apresenta os espectros de ondas obtidos para diferentes comprimentos de pistas.

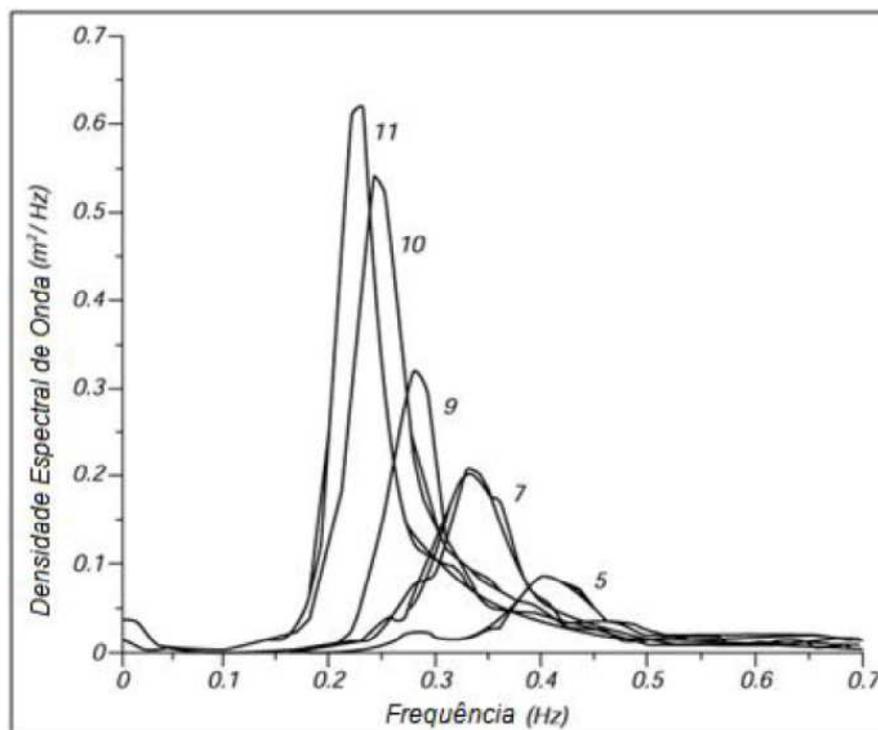


Figura 3.22 - Espectro de ondas obtido para diferentes medidas de pistas (Fonte: Adaptado de Hasselmann *et al* (1973) *apud*. CURBANI, 2011).

Para uma determinada condição de mar, a energia contida em cada trem de onda, denominada de componente espectral, pode ser representada pelo espectro direcional das ondas. O espectro direcional representa a distribuição da energia das ondas, em função da frequência de oscilação e da direção de propagação.

As técnicas de medição para a determinação do espectro direcional da agitação marítima podem ser diretas, através de medições realizadas no mar por meio de um ondógrafo, ou indiretas, através do uso de radares, imagens de satélites e fotogrametria.

Segundo Wollmann (1986) as técnicas utilizadas para a análise de medições diretas da agitação marítima, podem ser classificadas em três categorias: transformada direta de Fourier, estimação parametrizada e ajustamento dos dados. A técnica de transformada direta de Fourier é baseada no fato de que o espectro direcional é a transformada de Fourier da função covariância, sendo por sua vez determinada a partir de operações matemáticas realizadas com os registros obtidos.

Outra técnica para estimativa do espectro direcional, segundo Wollmann (1986), consiste na substituição do espectro direcional por uma representação paramétrica, cujos parâmetros são determinados a partir da relação existente entre os espectros cruzados dos diversos registros obtidos.

A estimativa do espectro direcional da agitação marítima, através de técnicas de medições indiretas, pode ser realizada por meio de uma função apenas do espaço, através de imagens da superfície do mar, em um determinado instante.

Segundo Santos et al. (2015) desde o advento do radar de abertura sintética (SAR, Synthetic Aperture Radar), transportado em satélites, foi possível obter uma quantidade considerável de dados do espectro direcional de ondas. Atualmente, SAR é o único instrumento transportado em satélites capaz de estimar o espectro direcional da agitação marítima.

O espectro de densidade bidimensional pode ser definido como:

$$E(\vec{k}) = E(k_x, k_y) = \lim_{\Delta k_x \rightarrow 0} \lim_{\Delta k_y \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta k_x \Delta k_y} E \left\{ \frac{1}{2} a^2 \right\} \quad (3.75)$$

Onde \vec{k} é o vetor número de onda, $k_x = k \cos \theta$ e $k_y = k \sin \theta$, sendo $k = \sqrt{k_x^2 + k_y^2}$ e $\theta = \arctan \left(\frac{k_x}{k_y} \right)$. O espectro bidimensional equivalente é:

$$E(k, \theta) = \lim_{\Delta k \rightarrow 0} \lim_{\Delta \theta \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta k \Delta \theta} E \left\{ \frac{1}{2} a^2 \right\} \quad (3.76)$$

Um exemplo de espectro direcional $E(k_x, k_y)$ de ondas é apresentado na Figura 3.23.

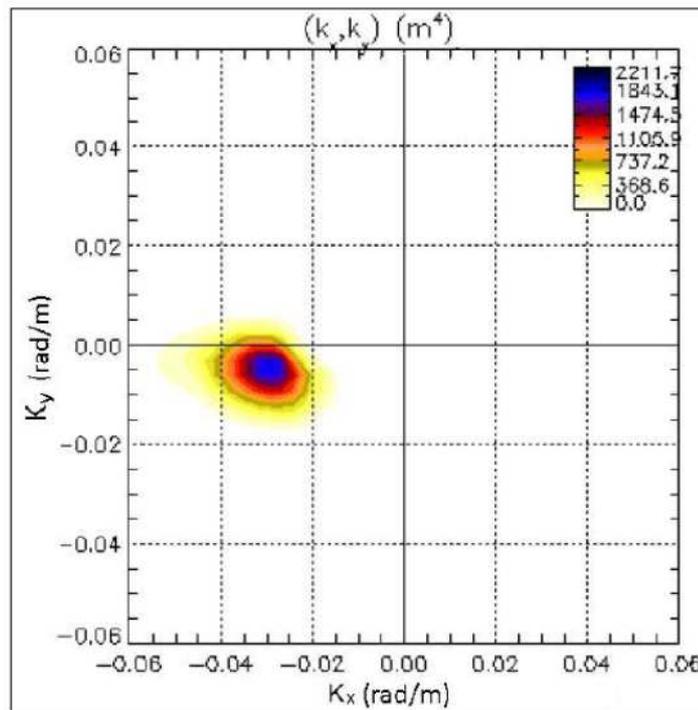


Figura 3.23 - Exemplo de espectro bidimensional de densidade de energia de ondas. Energia em m^4/rad (Fonte: Adaptado de Johnsen (2005) *apud*. POÇAS, 2011)

3.5.2 Ondas Geradas por Embarcações

O movimento das embarcações provoca ondas geradas pelo abaixamento da superfície líquida e ondas secundárias, as quais são resultados do cruzamento de diversos picos de frentes de ondas (BRIGHETTI & MARTINS, 2001).

As embarcações em movimento provocam o deslocamento de água sob a forma de ondas. O fenômeno foi inicialmente estudado por Lord Kelvin (1824-1907) que chegou à conclusão de que, em águas profundas, uma embarcação (ou qualquer objeto) que se desloque com velocidade constante gera sempre ondas confinadas em uma região com a forma de um “V”, com semi-ângulo igual a $19,5^\circ$ em relação ao eixo imaginário do curso da embarcação e se propagam em um ângulo igual a 35° também em relação a esse eixo. Nessa região, surgem dois conjuntos distintos de ondas: um parece emanar da curvatura do barco, chamado “sistema divergente”, e o outro posicionado aproximadamente em ângulos retos ao curso do barco, chamado “sistema transversal”. Modernamente, classificam-se as ondas de embarcação em função da profundidade relativa (relação entre profundidade e comprimento de onda) ou em função do número de Froude (NEVES *et al.*, 2006).

A primeira explanação e o tratamento teórico desse fenômeno foram dados por Kelvin (1824- 1907) e, por este motivo, também é conhecida como Teoria de Kelvin de Ondas de Embarcação ou Ondas de Kelvin (NASCIMENTO *et al.*,2010).

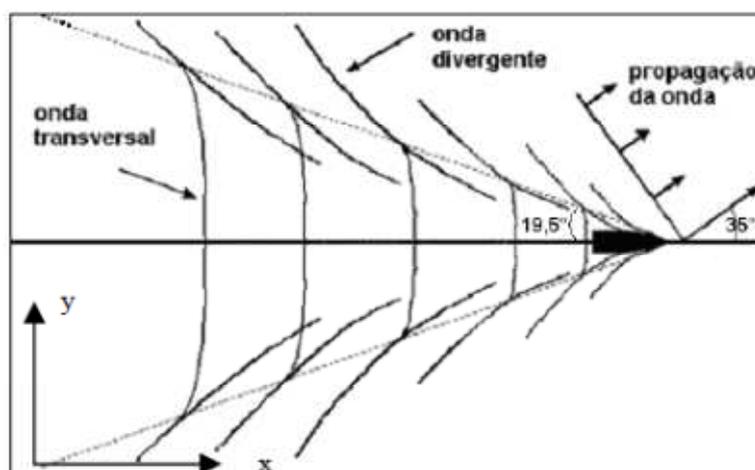


Figura 3.24: Padrão Kelvin de ondas de embarcação em águas profundas. Fonte: Coastal Engineering (2002), *apud* NASCIMENTO *et al.* (2010).

Em águas rasas, as ondas sofrem mudanças consideráveis em relação às ondas de águas profundas. Os resultados de Havelock (1908, *apud* NASCIMENTO *et al.*,2010) mostraram que, em águas rasas, podem surgir três diferentes padrões de ondas dependendo do valor de Froude (F_{nd}).

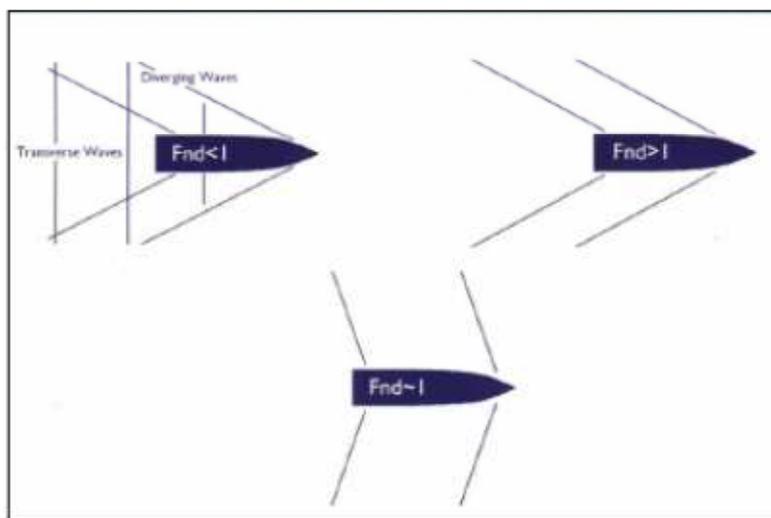


Figura 3.25: Padrão de “ship waves” geradas em águas rasas. (Fonte: NASCIMENTO *et al.*, 2010).

Ao contrário das ondas geradas por vento, com cristas longas, as ondas de embarcação apresentam um padrão bidimensional em planta em que se propagam com forma fixa em direção à margem, e aí incidem com um ângulo de ataque extremamente oblíquo. Como resultado, as tensões cisalhantes são mais acentuadas e, caso o volume de tráfego seja intenso, tal incidência deixa de ser esporádica para se tornar um fenômeno recorrente que resulta em forte erosão. Este fenômeno vem sendo observado em várias hidrovias europeias e, no caso da América do Sul, a hidrovia do Paraguai é um exemplo significativo de erosão de margens (NEVES *et al.*, 2006).

Sorensen (1997) apresenta uma revisão das principais equações empíricas para previsão de altura de ondas. Seu objetivo era avaliar o melhor modelo de previsão de ondas para embarcações típicas do Rio Missisipi. Estas equações se apresentam em uma variedade de formas predizendo a altura das ondas como função de várias variáveis independentes tais como o coeficiente de bloco, o calado da embarcação, a largura da boca, raio da curvatura da embarcação, largura do canal e volume deslocado. Todas as equações de previsão incluem a velocidade da embarcação. Muitas incluem a forma do casco ou fatores de forma obtidos empiricamente e algumas relacionam o valor da altura máxima em relação à distância da embarcação.

A equação de Pianc (1987, *apud.* SORENSEN, 1997) para a estimativa da altura máxima da onda é dada como:

$$H_{\text{máx}} = \alpha_1 h \left(\frac{S}{h} \right)^{-0,33} \left(\frac{V_S}{gh} \right)^{\alpha_2} \quad (3.77)$$

Onde: $H_{\text{máx}}$ é a altura máxima da onda, α_1 é o coeficiente considerando o tipo de casco e o calado (igual a 1 para lanchas, 0,5 para comboios europeus e 0,35 para outros tipos de

embarcações autopropelidas), h é a profundidade da água, S é distância do eixo central da embarcação até o ponto onde as ondas são medidas, V_S = velocidade da embarcação, α_2 é o expoente determinado experimentalmente variando entre 2,67 e 4,00 e g é a aceleração da gravidade.

3.5.3 Ondas Geradas por 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 e provoca posterior erosão do solo, altera o habitat dos organismos, causando a diminuição da sua população, 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 pela ação de 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.

Para os vertedouros de grande porte em rios de navegação (como o da UHE Tucuruí no rio Tocantins) devem-se considerar, no plano de abertura das comportas, as taxas máximas incrementais de defluências, 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).

Além disso, estruturas no canal tais como pontes ou tubulações que cruzam o leito do rio, podem estar sujeitas a recalques danificando a integridade estrutural e, se as margens do canal estão no ponto de ataque da corrente, propriedades agrícolas, industriais ou residenciais podem ser danificadas (ICOLD, 1989).

As margens do reservatório devem sempre ser protegidas com vegetação ciliar ou protegidas seguindo práticas conservacionistas. Mesmo assim podem ocorrer erosões nas suas margens, seja por embate de ondas ou pelo alto grau de encharcamento em períodos chuvosos, provocando a queda de taludes (CARVALHO *et al.*, 2000).

Para elaboração de um projeto de proteção de margens é fundamental o conhecimento dos fatores que afetam a estabilidade tais como: as causas e os tipos de erosões, desbarrancamentos, etc. Essas causas podem ser classificadas em: ação fluvial, 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 & MARTINS, 2001).

Conforme Hager 1992 há um grande potencial de desenvolvimento de ondas a jusante de um ressalto hidráulico se o número de Froude do escoamento variar de 2,5 a 4,5. A ação das ondas depende também de outros parâmetros, como o tipo de dissipador usado, a profundidade e geometria do canal a jusante, além da inclinação do leito.

As ondas geradas a jusante de uma barragem podem ou não serem dissipadas numa curta distância. Estas ondas quando se deparam com um obstáculo, tais como pilares de pontes, são refletidas podendo ser amortecidas, modificadas ou intensificadas. Além disso, podem causar grandes destruições em canais revestidos com terra ou com enrocamento de proteção (BRADLEY & PETERKA, 1957).

Segundo Bradley e Peterka (1957) a melhor maneira de combater os efeitos das ondas é eliminá-las na sua fonte de origem. Os autores apresentaram em seu estudo quatro formas de reduzir a altura das ondas geradas por estruturas hidráulicas, para um número de Froude de 2,5 a 4,5.

A Figura 3.26 apresenta a primeira forma proposta pelos autores para a diminuição da altura das ondas. A configuração resultante, após várias formas estudadas, consistiu na colocação de blocos sobre o vertedouro. Essa estrutura é aplicada somente para canais retangulares.

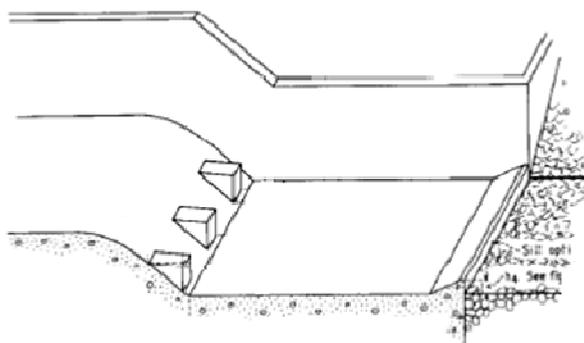


Figura 3.26 – Primeira forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas.

A segunda forma apresentada por Bradley e Peterka (1957) é ilustrada na Figura 3.27, em que a configuração proposta é válida somente para pequenas quedas e Froude de 2,5 a 4,5 a montante da queda. A estrutura consistiu em uma série de vigas instaladas na queda do escoamento, apresentando contribuição tanto na perda de energia como diminuição da altura das ondas.

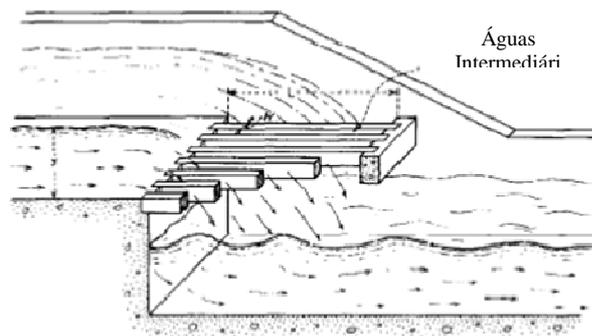


Figura 3.27 – Segunda forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas.

A terceira e a quarta forma, apresentadas por Bradley e Peterka (1957) são chamadas de supressores de ondas. Ambas são aplicáveis a canais abertos retangulares, trapezoidais, ou outras formas de seção transversal, podendo ser utilizadas para qualquer número de Froude. A Figura 3.28 apresenta o terceiro tipo de supressor de onda chamado de Balsa.

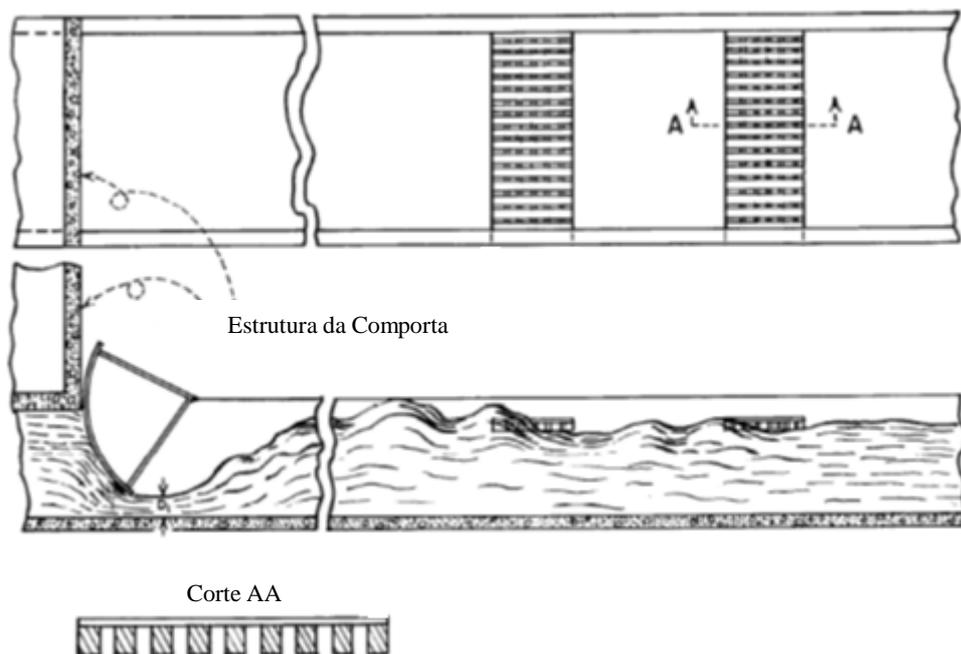


Figura 3.28 – Terceira forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas, chamada de Balsa.

Vários arranjos e materiais de balsa foram testados. O arranjo que apresentou ser mais eficaz foi o constituído por duas balsas fixas de 6,1 m de comprimento e 2,44 m de largura, posicionadas em um canal a jusante da bacia de dissipação. Os testes apresentaram uma diminuição na altura de onda de 50 % na primeira balsa, e de aproximadamente mais 50 % na segunda balsa.

A Figura 3.29 apresenta o quarto tipo de supressor de onda por passagem subterrânea proposta por Bradley e Peterka (1957).

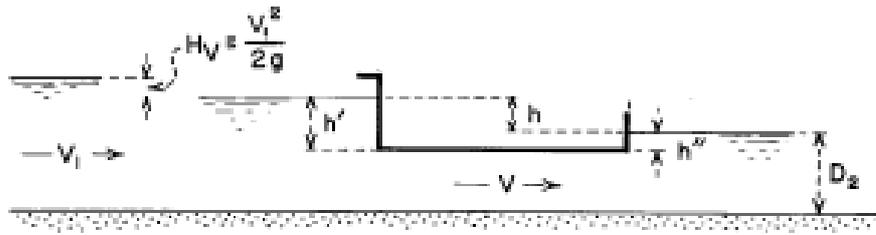


Figura 3.29 – Quarta forma proposta por Bradley e Peterka (1957) para diminuição da altura das ondas.

O supressor por passagem subterrânea demonstrou ser mais eficiente na redução das ondas do que o tipo Balsa. O estudo foi realizado em um modelo com escala de 1:16, onde o escoamento turbulento era introduzido em um tubo submerso de altura e comprimento variável, conforme esquema apresentado na Figura 3.29. As vazões consideradas no modelo variaram de 2,8 m³/s a 17,7 m³/s.

Os resultados apresentaram uma redução máxima nas alturas das ondas quando o supressor apresentou uma submersão de 33%. O percentual de redução das alturas de ondas dependeu também do comprimento do supressor. A Tabela 3.5 apresenta o percentual de redução nas alturas de ondas em função do comprimento do supressor.

Tabela 3.5 – Efeito do comprimento do supressor na redução das alturas das ondas, para uma submersão de 33% e velocidade máxima 4,27 m/s. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).

Comprimento do Tubo	Porcentagem de redução da onda ¹
1d ₂ a 1,5d ₂	60 a 75
2d ₂ a 2,5d ₂	80 a 88
3,5d ₂ a 4,0d ₂	90 a 93.

¹Para períodos de ondas de até 5 segundos.

D₂ é a altura conjugada lenta.

A Tabela 3.6 apresenta a redução da altura das ondas para diferentes vazões após a passagem pelo supressor.

Tabela 3.6 – Altura das ondas a montante e a jusante do supressor. O comprimento considerado do supressor foi de 3,5D₂ e submersão de 33%. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).

Vazão em c.f.s. (pés cúbicos por segundo)	625		550		400		200		100	
	Montante ¹	Jusante ¹	M	J	M	J	M	J	M	J
Alturas de onda em pés.....	3,8 mais ²	0,3	4,2	0,3	4,5	0,4	3,6	0,4	1,7	0,3

¹Estação a montante no fim da bacia de dissipação. Estação a jusante dentro da calha de medição.

²Aquisição dos dados atingiu o limite nesse teste apenas.

A Figura 3.30 apresenta a superfície d'água antes (a) e após o supressor de ondas submerso (b).

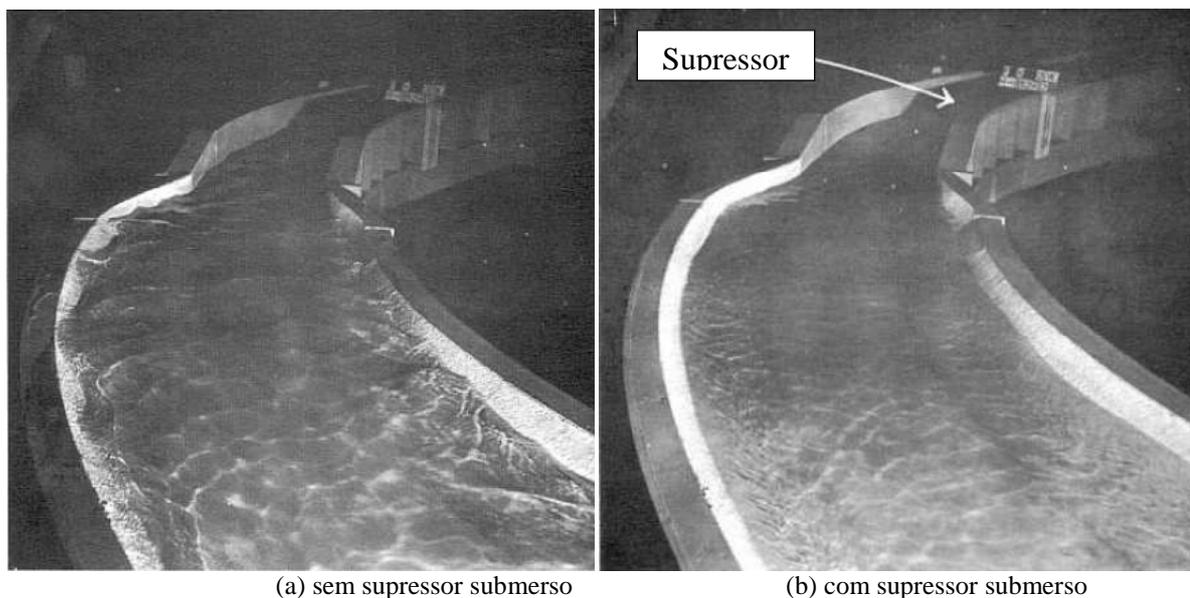


Figura 3.30 – Desempenho do supressor de ondas subterrâneo. (Fonte: BRADLEY & PETERKA, 1957).

Abou-Seida 1963 estudou as características das ondas a jusante de um dissipador de energia por ressalto hidráulico (Figura 3.31).

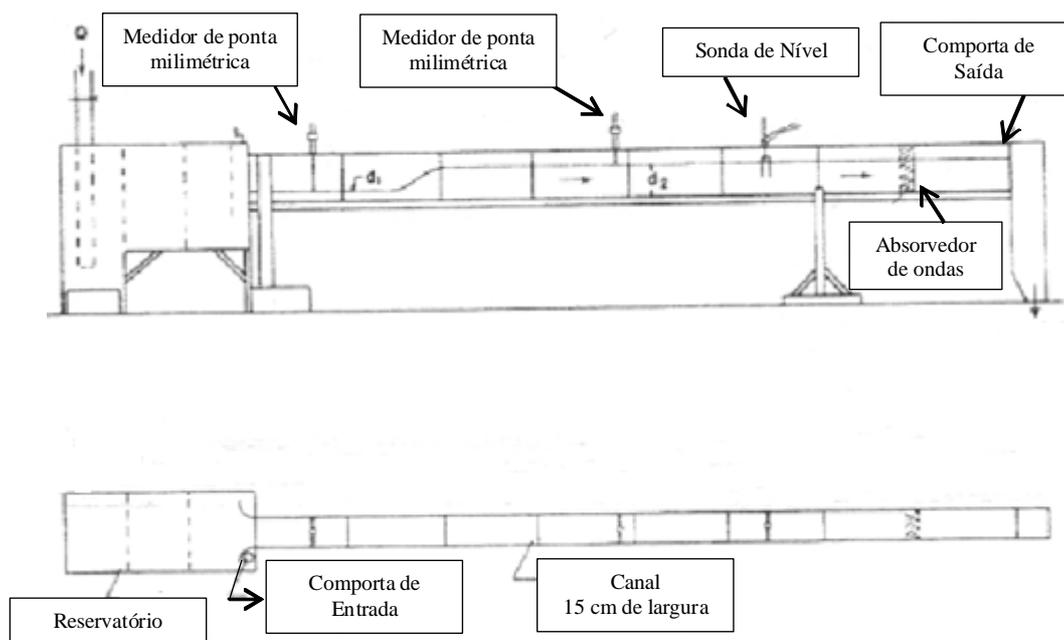


Figura 3.31 – Dissipador de energia por ressalto hidráulico (Fonte: Abou-Seida, 1963).

As medições de altura de onda, obtidas a jusante de dissipador por ressalto hidráulico livre em um canal horizontal, foram realizadas para um número de Froude entre 2,23 e 4,98. Foram consideradas, também, nos ensaios, diferentes inclinações do canal que variaram de 2,5% a 5%.

Os ensaios foram realizados em um modelo físico de um canal (Figura 3.31) com aproximadamente 7,3 m de comprimento, 15 cm de largura e 46 cm de altura. A vazão foi medida através de um orifício calibrado instalado junto ao canal de alimentação e as

profundidades de montante e jusante foram medidas através de medidores de ponta linimétrica. O nível de montante foi ajustado por meio de uma comporta de entrada localizada no início do canal. O nível de jusante foi mantido por uma comporta de saída localizada no final do canal.

As medições de ondas foram obtidas por uma sonda posicionada a uma distância de aproximadamente 5,5 m, a jusante da comporta de entrada. Foi instalado próximo à comporta de saída, um absorvedor de ondas, constituído por duas telas espaçadas de 15 cm e preenchidas com fragmentos de alumínio, utilizados com objetivo de reduzir o efeito de reflexão das ondas próximo à comporta de saída.

O ressalto hidráulico ocorreu a uma distância de aproximadamente 1,5 m a 2,1 m de distância da comporta de entrada.

Os parâmetros analisados através dos ensaios foram: altura de onda (H), altura significativa da onda (H_s), período médio de onda (T), profundidade a montante (d_1), velocidade a montante (V_1), profundidade a jusante (d_2) e inclinação do canal (θ).

A relação entre a energia cinética e energia potencial do escoamento foi considerada como:

$$\lambda_1 = \frac{V_1^2}{2gd_1} = \frac{Fr_1^2}{2} \quad (3.78)$$

Onde: Fr_1^2 é o número de Froude a montante do ressalto hidráulico.

Para o estudo da distribuição estatística da altura das ondas (H), foram usados registros relativamente longos de 165 a 275 ondas. Os registros de altura das ondas apresentaram um bom ajuste a distribuição normal, como pode ser visto na Figura 3.32 para diferentes valores λ_1 e inclinações do canal. O autor constatou que a variação da distribuição tende a aumentar com o aumento do parâmetro λ_1 , ou seja, as ondas apresentam ser mais irregulares para maiores valores de Froude.

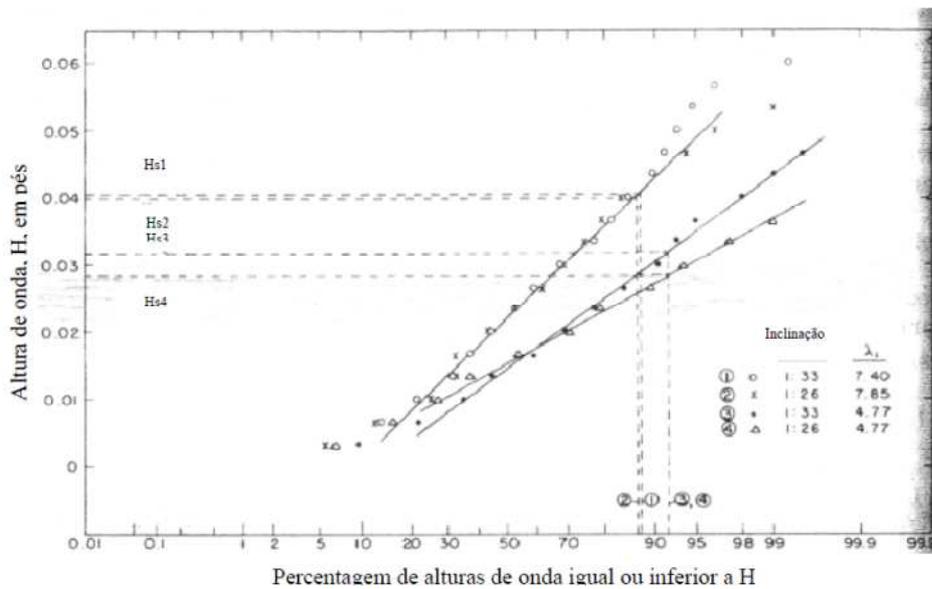


Figura 3.32 – Comportamento estatístico das ondas progressivas ($d_2 = 24,4$ cm) (Fonte: Abou-Seida, 1963).

A altura significativa das ondas, obtida através da média do um terço das maiores ondas, foi utilizada para representar a altura das ondas. Para cada registro foi determinada a altura significativa das ondas e representadas na distribuição estatística das ondas, como pode ser visto na Figura 3.32. As alturas das ondas apresentaram-se 87 % a 95 % menores que a altura significativa. Foi feita uma tentativa semelhante para a distribuição do período das ondas, mas este se demonstrou difícil de ser realizado devido à pequena variação no período das ondas.

A Figura 3.33 apresenta a relação entre H_s/d_2 e λ_1 , para um ressalto livre formado sobre um canal horizontal, com diferentes valores de profundidade a jusante (d_2).

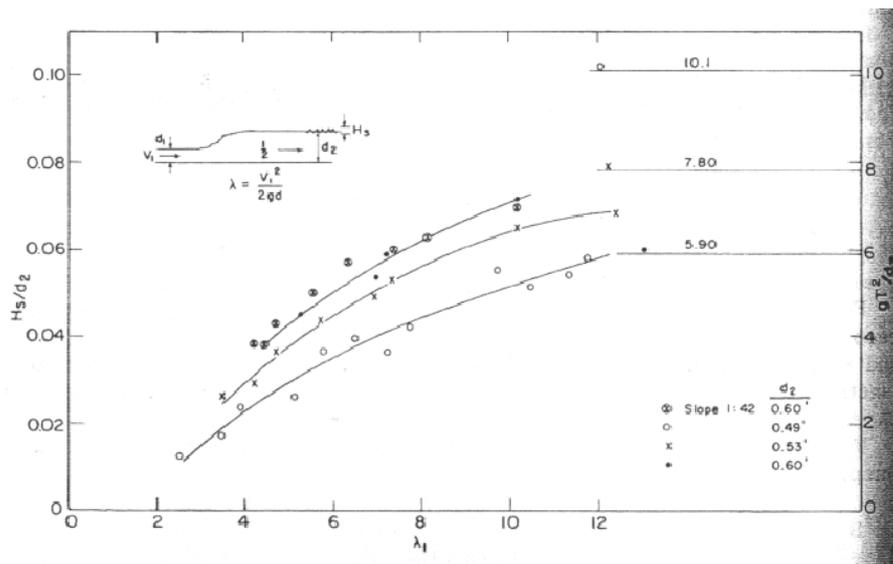


Figura 3.33 – Relação entre H_s/d_2 e gT^2/d_2 com o parâmetro λ_1 . (Fonte: Abou-Seida, 1963).

Através da Figura 3.33, o autor pôde concluir que a altura de onda aumenta com o acréscimo de λ_1 para um mesmo valor de d_2 . O aumento na altura de onda com o acréscimo de λ_1 pode ser explicado, segundo o autor, pelo fato de que mais energia é fornecida ao sistema. Observou-se também que para valores de λ_1 próximos de 10, o ressalto hidráulico se aproxima da forma estável sem grande aumento da altura da onda. O período médio das ondas não foi afetado pela mudança de λ_1 , dependendo somente da profundidade de jusante (d_2).

Abou-Seida (1963) apresenta na Figura 3.34 a relação obtida entre os parâmetros adimensionais gH_s/V_1^2 e gT/V_1 com as alturas conjugadas d_1/d_2 .

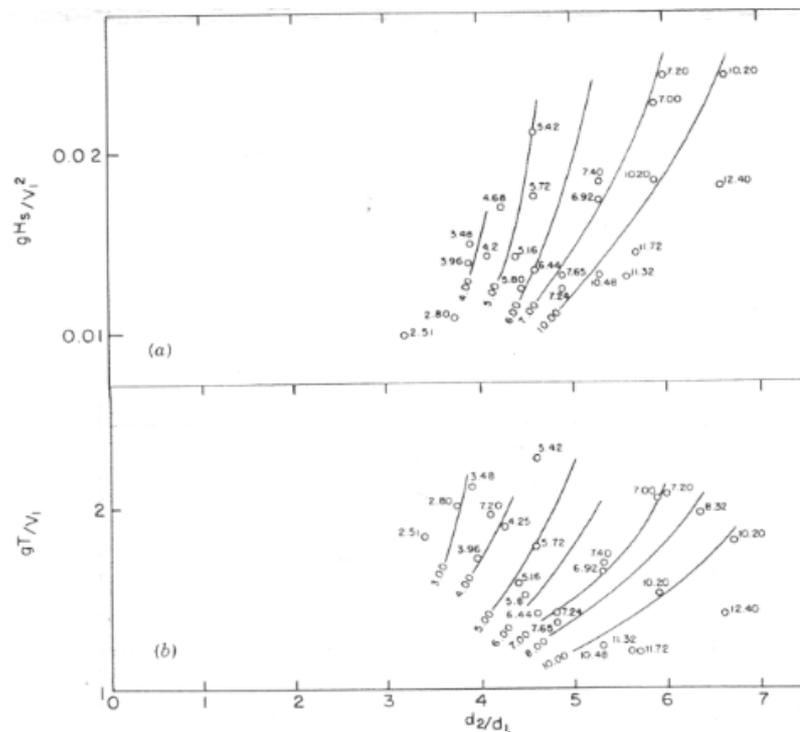


Figura 3.34 – Relação entre os parâmetros adimensionais gH_s/V_1^2 e gT/V_1 com as alturas conjugadas d_1/d_2 para diferentes valores de λ_1 .

A partir da curva obtida na Figura 3.34 o autor constatou uma forte relação do parâmetro d_1/d_2 tanto na altura significativa das ondas (Figura 3.34(a)) como no período médio das ondas (Figura 3.34(b)).

Lopardo e Vernet (1978) definiram algumas relações para o cálculo das características das ondas, geradas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico livre e afogado. O estudo experimental foi realizado em um canal com 14 m de comprimento, 0,65 m de largura e 0,85 m de altura.

A seção de entrada do canal foi composta por uma comporta plana metálica vertical, de altura regulável, que permitia o escoamento ser supercrítico (Figura 3.35), dando origem ao ressalto hidráulico. O nível de jusante foi controlado por uma comporta plana posicionada no final do canal.

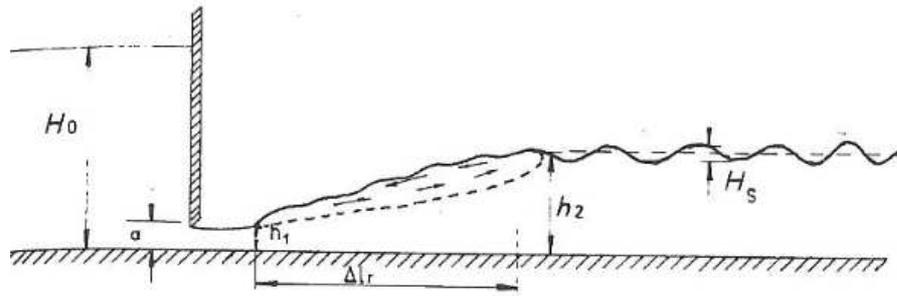


Figura 3.35 – Esquema da seção de entrada do canal. (Fonte: LOPARDO e VERNET, 1978).

Ao final do canal foi utilizado um absorvedor de ondas, com o objetivo de minimizar o efeito de reflexão das ondas com a comporta localizada na saída do canal. As ondas foram medidas através de um sensor resistivo posicionado a uma distância do início do ressalto igual a duas vezes o seu comprimento. O comprimento do ressalto foi calculado a partir de ábacos traçados em função do número de Froude (Fr_1) apresentado por Peterka (1957). Devido à dificuldade de se avaliar o valor correto do comprimento do ressalto, Lopardo e Vernet (1978), consideraram a delimitação $1,9 \leq x/\Delta L \leq 2,1$, onde: x é a distância do início do ressalto até a posição da sonda de medição das ondas e ΔL é o comprimento do ressalto.

Foram realizadas 14 séries de experimentos para um número de Froude variando de 2,16 a 6,8. A altura significativa das ondas (H_s), obtida através da média do um terço das maiores ondas, foi utilizada para representar a altura das ondas, e o período de pico, por análise espectral, foi utilizado para representar o período das ondas. A Figura 3.34 apresenta a relação obtida por Lopardo e Vernet (1978), entre H_s/h_1 e Froude (Fr_1).

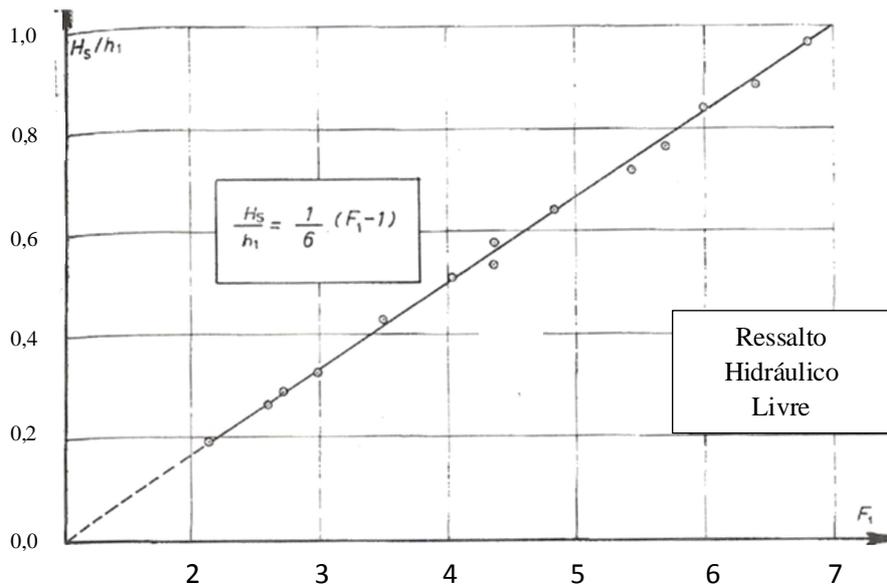


Figura 3.36 – Relação entre H_s/h_1 e o número de Froude, para um ressalto hidráulico livre (Fonte: LOPARDO E VERNET, 1978).

Através da Figura 3.36 os autores chegaram a uma relação empírica para H_s/h_1 com o número de Froude, permitindo dessa forma o cálculo simplificado da altura da onda a jusante

de dissipadores por ressalto hidráulico livre. Para a caracterização dos períodos das ondas, os autores obtiveram uma relação empírica entre o parâmetro adimensional $U_1 T_p / h_1$ e o número de Froude, conforme Figura 3.37.

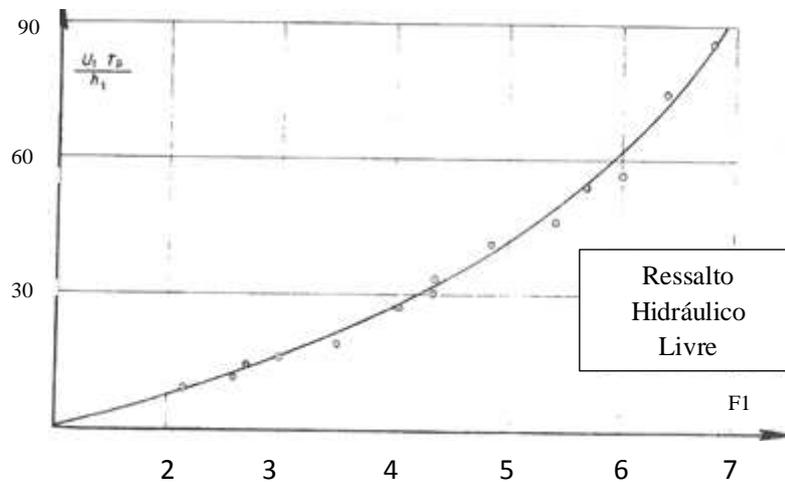


Figura 3.37 – Relação entre $U_1 T_p / h_1$ e o número de Froude, para um ressalto hidráulico livre (Fonte: LOPARDO & VERNET, 1978).

A expressão obtida pelos autores para a caracterização do período de pico das ondas é válida para um número de Froude compreendido entre 1 e 6.

Os autores observaram a influência da relação $x/\Delta L$ no período de pico e nas alturas significativas das ondas, para um Froude igual a 6,4. O período de pico não apresentou alteração em função da distância ao longo do curso d'água a jusante do ressalto. Em relação às alturas significativas (H_s), a Figura 3.38 permite observar que, neste caso particular, se a distância superasse a relação $x/\Delta L \geq 1,6$, não haveria diferenças mensuráveis dos valores de H_s . Entretanto, ao aproximar o sensor do ressalto, as alturas de ondas cresceram.

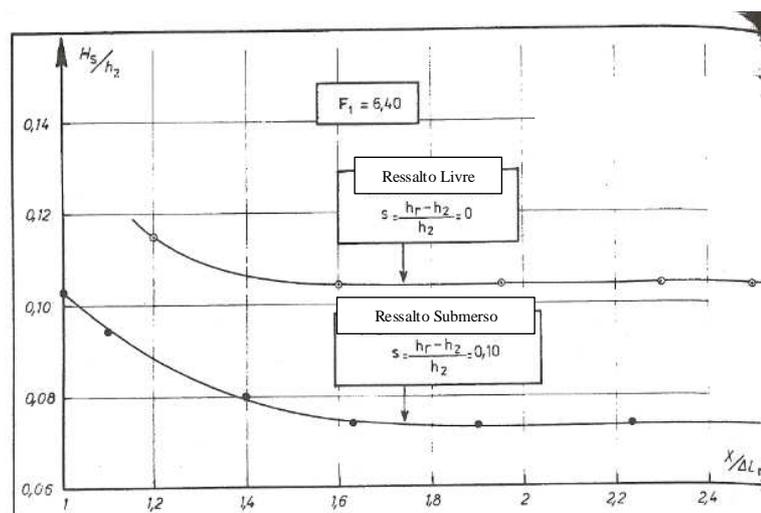


Figura 3.38 – Comportamento da altura significativa em função da posição de medição. (Fonte: Lopardo e Vernet, 1978).

A Figura 3.38 apresenta também a observação feita pelos autores para um ressalto afogado, na qual é possível perceber um comportamento semelhante ao do ressalto livre.

Lopardo e Vernet (1978) consideraram em seus experimentos ressaltos com submergência entre 6 % e 15 %, que através dos resultados observaram claramente, Figura 3.39, que as alturas das ondas diminuem com o aumento da submergência.

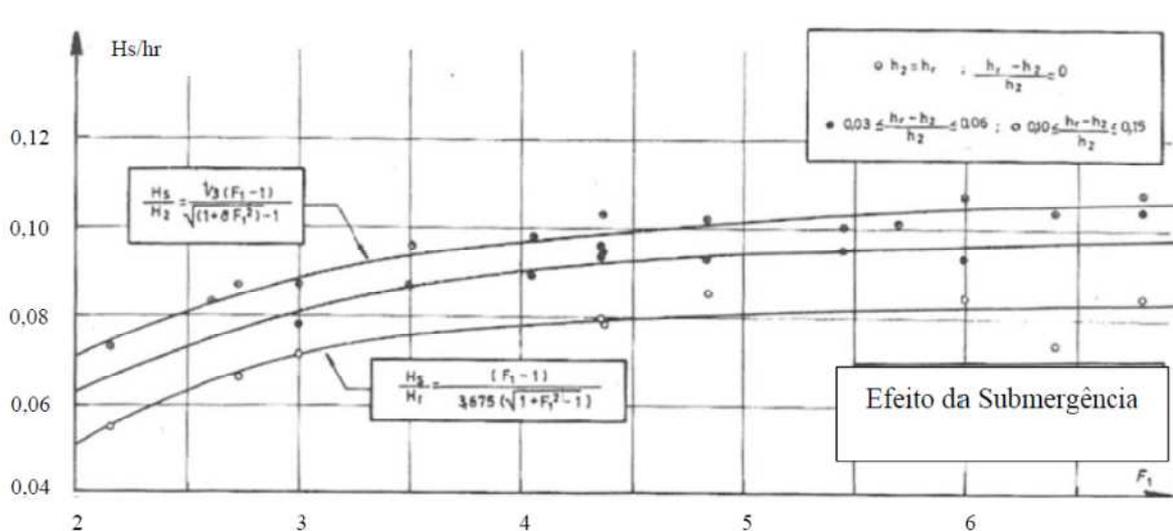


Figura 3.39 – Comportamento da altura significativa das ondas com a submergência do ressalto hidráulico.(Fonte: Lopardo e Vernet, 1978).

3.6 Relação entre Ondas e Correntes

Encontrar locais na natureza que ofereçam condições satisfatórias para o estudo da interação entre ondas e correntes é muito difícil (LIU *et al.* 1989, *apud.* DIAS e NEVES, 2013).

Segundo Dias e Neves (2013), a realização, tanto na natureza como em laboratório, de medições detalhadas do campo de velocidades é fundamental, não apenas para a verificação experimental de teorias rotacionais de ondas, mas para a correta estimativa da altura e do período das ondas.

3.6.1 Estudos Experimentais

Taylor em 1942 mostrou que as bolhas lançadas por um tubo perfurado localizado no fundo no mar produziam uma corrente de água ascendente que poderia se expandir numa corrente horizontal próxima à superfície. Desta maneira percebeu que as ondas poderiam estar sendo contidas pela corrente induzida e não pela ação direta das bolhas (DIAS, 1992).

Taylor em 1955 (NEVES e DIAS, 2013) investigou matematicamente as condições sob as quais uma corrente superficial poderia influenciar o deslocamento de ondas em direção contrária. Foram considerados dois tipos de correntes, uma com velocidade uniforme e outra com velocidade uniformemente decrescente. Através deste estudo Taylor (1955) descobriu

que uma corrente, direcionada contra as ondas, impedia a propagação de todas as ondas em que o comprimento fosse menor que um determinado valor crítico.

Evans em 1955 comprovou, através de ensaios experimentais, que as ondas eram bloqueadas pela corrente em sentido contrário produzida pelas bolhas. Em seu estudo, Evans avaliou também a distribuição da velocidade na corrente. Dessa maneira, foi possível observar que para uma profundidade pequena em relação ao comprimento de onda, a eficiência do sistema era equivalente tanto para uma corrente uniforme quanto para uma corrente com gradiente uniforme de velocidade (DIAS, 1992).

Battjes, em 1981, apresentou um estudo de caso sobre os efeitos de correntes de maré sobre o valor das alturas de ondas no estuário Oosterschelde, Holanda. As observações apresentaram que, para uma mesma lâmina d'água, a altura significativa na vazante era diferente da obtida na enchente.

Gabriel e Hedges (1986) realizaram experimentos em um canal de ondas, com 15,25 m de comprimento sendo construído de maneira com que as ondas fossem geradas em águas calmas se propagando em sentido oposto ao escoamento.

Os resultados dos experimentos demonstraram que desprezando-se a corrente, subestimava-se consideravelmente o espectro de altura de onda para valores altos de frequência. Porém, quando o efeito da corrente foi incluído, verificou-se um bom ajuste entre os espectros observados e previstos para valores altos de frequência, exceto nas proximidades do pico.

Smith (2002) apresentou um estudo realizado na baía Willapa, na costa sudoeste do estado de Washington, EUA, onde uma boia de superfície e um sensor de pressão no fundo foram instalados, com o propósito de avaliar as feições de onda na presença de correntes. Os resultados do estudo apresentaram que ao desprezar a presença da corrente ocorreram erros de 20% na estimativa da altura de onda, sendo as alturas superestimadas na enchente (mesmo sentido de propagação de onda e corrente) e subestimadas na vazante (sentidos opostos de propagação).

3.6.2 Estudos Teóricos

Dean (1965, *apud.* DIAS, 1992) desenvolveu um método numérico que permitia determinar as características cinemáticas e dinâmicas de ondas não lineares de qualquer ordem. Dalrymple (1973, 1974, *apud.* DIAS, 1992) ampliou o método para ondas que se propagavam numa corrente com vorticidade constante em até duas camadas, 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.

Todas as propriedades cinemáticas e dinâmicas das ondas, tais como altura, período e profundidade, são afetadas pela presença de correntes. Correntes favoráveis demonstraram um aumento nas velocidades horizontais sob a crista da onda, no comprimento de onda e na elevação da crista, enquanto que por outro lado as correntes em sentido oposto à propagação das ondas apresentaram efeitos opostos.

Neves (1987, *apud.* DIAS, 1992) 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 de perfis de correntes simultaneamente à medições de ondas, para a correta determinação de grandezas cinemáticas e dinâmicas das ondas. Os referidos autores avaliaram em seu trabalho os erros existentes nos valores de comprimento de onda, quando se despreza a corrente, através da teoria da função de corrente de Dean, para quatro tipos de perfis de velocidades de corrente, conforme Figura 3.40: uniforme, com vorticidade constante, exponencial e cosseno.

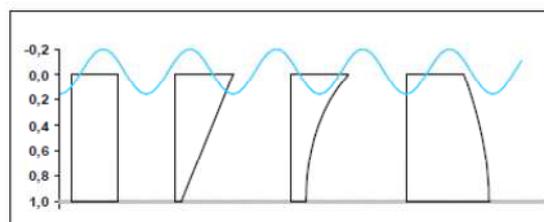


Figura 3.40: Perfil vertical de correntes para os casos I a IV, respectivamente, da esquerda para a direita. (Fonte: Dias e Neve, 2013).

No caso I, a velocidade da corrente é constante, U_0 , ao longo da vertical, colinear à onda, e a relação de dispersão é expressa pela equação 3.66:

$$(\omega - kU_0)^2 = gk \tanh kh \quad (3.79)$$

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

Para o caso II, com vorticidade constante, a equação de dispersão é expressa por:

$$(\omega - kU_s)^2 = \{gk - \Omega_0[\omega - kU_s]\} \tanh kh \quad (3.80)$$

Onde U_s é a velocidade na superfície ($z = 0$), definida por:

$$U_s = U_0 + \Omega_0 h \quad (3.81)$$

E U_0 é a velocidade em $z = -h$.

No caso III, a equação de dispersão é dada por:

$$(\omega - kU_s)^2 = \frac{gk^2 h \tanh \alpha h}{\alpha h - \gamma h \tanh \gamma h \tanh \alpha h} \quad (3.82)$$

Onde o parâmetro ‘alfa’ é calculado pela equação 3.70:

$$\alpha = \sqrt{\gamma^2 + k^2} \quad (3.83)$$

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

$$(\omega - kU_s)^2 = \begin{cases} \frac{gk^2 h \tan \beta h}{\beta h + \gamma h \tan \gamma h \tan \beta h}, & \text{se } k^2 < \gamma^2 \\ \frac{gk^2 h}{1 + \gamma h \tan \gamma h}, & \text{se } k^2 = \gamma^2 \\ \frac{gk^2 h \tanh \beta h}{\beta h + \gamma h \tan \gamma h \tanh \beta h}, & \text{se } k^2 > \gamma^2 \end{cases} \quad (3.84)$$

Onde o parâmetro ‘beta’ é definido pela equação 3.72:

$$\beta = \sqrt{|\gamma^2 - k^2|} \quad (3.85)$$

3.7 Proteção de Margens

A proteção dos cursos d’água e, em especial, das margens, pode ser feita com os mais variados materiais e técnicas de revestimentos, que são definidos em função das características do solo, das ações das correntes e ondas e dos objetivos a serem atingidos.

3.7.1 Dimensionamento de Proteções Contra a Ação das Ondas

3.7.1.1 Para Ondas Originadas pelo Vento

Para ondas geradas pelo vento, Pilarczyk (DELFT, 1986, *apud*. BRIGHETTI e MARTINS, 2001) propõe:

$$D_{n50} \geq \frac{H_s \sqrt{\xi}}{2,25 \Delta} \quad (3.86)$$

Onde: ξ é o parâmetro de arrebentação da onda = $\tan \alpha (H/L)^{1/2}$ válido para $\xi \leq (0,05 \tan \alpha)^{-0,5}$, α é o ângulo de inclinação dos taludes.

3.7.1.2 Para Ondas Secundárias, Originadas pelo Movimento das Embarcações

Para ondas secundárias geradas pelo movimento das embarcações, Verhey e Pilarczyk (DELFT, 1986, *apud*. BRIGHETTI e MARTINS, 2001) propõem:

$$D_{n50} \geq \frac{H_S(\cos\beta)^{1/2}}{1,8\Delta} \quad (3.87)$$

Onde: β é o ângulo de propagação das ondas normal à margem (usualmente 55°) e D_{n50} , o diâmetro nominal, dado por:

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_S}\right)^{0,33} \quad (3.88)$$

Onde: W_{50} é o valor correspondente a 50% da curva de distribuição em massa do enrocamento de proteção.

3.7.1.3 Para Leitos com Base Impermeável

Para leitos com base impermeável, Brighetti e Martins (2001) propõem a fórmula genérica do tipo:

$$D \geq \frac{\beta'}{\Delta} \cdot \frac{H}{(\cos\alpha - \text{sen}\alpha)} \quad (3.89)$$

Onde: D (m) é o diâmetro característico do material (D_{50}); β' é característico do material do talude, variando entre $0,25 \leq \beta' \leq 0,45$; H (m) é a altura de onda; α é o ângulo de inclinação da margem ou talude e $\Delta = (\gamma_s - \gamma)/\gamma$ a relação entre o peso específico do material e da água.

3.7.1.4 Para Leitos com Base Permeável

Para leitos com base permeável, a fórmula de Hudson, desenvolvida pelo USBR no Laboratório de Vicksburg, com base nos trabalhos de Iribarrvanen de 1960, permite a estimativa do peso do material granular para proteção da margem em função da altura H da onda e da inclinação da margem, α .

$$P = \frac{\gamma_s \cdot H^3}{K_d \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)^3 \cot\alpha} \quad (3.90)$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot P}{\pi \cdot \gamma_s}} \quad (3.91)$$

Onde: P é o peso do material granular (N) e K_d é o tipo de ação da onda.

Tabela 3.7: valores sugeridos para o parâmetro kd. (Fonte: Brighetti & Martins (2001))

Tipo de ação da onda
Kd = 1,2 a 2,0 (com arrebentação)
Kd = 2,0 a 4,0 (sem arrebentação)
Kd = 2,2 a 2,5 (talude com enrocamento graduado rip – rap)

3.7.2 Recomendações de Proteção de Margens para Rios

As obras de proteção para os cursos de água naturais ou artificiais são classificadas em três tipos (BRIGHETTI & MARTINS, 2001): Proteção contínua ou direta, Proteção descontínua ou indireta e Obras de sustentação.

3.7.2.1 Proteção Contínua ou Direta

Revestimento com materiais mais resistentes do que os naturais: são aplicadas paralelamente à direção do fluxo, ficando em contato direto com o material da margem. Podem ser flexíveis quando acompanham as deformações do material base componente dos leitos, sem perder seu aspecto de integridade. Os exemplos deste tipo são as proteções de enrocamentos naturais e sintéticos (Figuras 3.41 a 3.43), colchões, revestimentos vegetais naturais ou consolidados, gabiões não revestidos, elementos tipo sacos de areia, solo-cimento e argamassa. Os revestimentos rígidos não admitem deformação sem a perda de alguma de suas características, como a impermeabilidade, rugosidade, aspecto visual entre outros. Os exemplos deste tipo de proteção são os painéis de concreto moldados e pré-moldados (Figura 3.44), muros de alvenaria, gabiões e elementos revestidos de concreto ou argamassa.

O dimensionamento do enrocamento de proteção pode ser realizado de acordo com os critérios apresentados em Samora (1993, *apud*. MARTINS, 2000):

- diâmetro médio para escoamentos com elevada intensidade de macroturbulência é calculado por:

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (3.92)$$

Onde: D_{50} (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e U é a velocidade média do escoamento (m/s).

- o diâmetro do maior bloco (D_{100}) e do menor (D_0) deverão pesar, respectivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco médio (TAYLOR, 1973, *apud*. MARTINS, 2000). Admitindo que o peso dos blocos seja proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se:

$$\frac{D_{100}}{D_{50}} = \sqrt[3]{4} \cong 1,58 \quad (3.93)$$

$$\frac{D_0}{D_{50}} = \sqrt[3]{1/4} \cong 0,63 \quad (3.94)$$

O diâmetro médio do enrocamento de proteção, D₅₀, pode ser calculado pela expressão de Izbash (DEBO e REESE, 1995), como:

$$D_{50} = \frac{U^2}{2g} \frac{1}{C^2} \left(\frac{\gamma_W}{\gamma_S - \gamma_W} \right) \quad (3.95)$$

Onde: D₅₀ = diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva de granulometria, γ_W = peso específico da água, γ_S = peso específico do bloco, U = velocidade média do escoamento e C = coeficiente de Izbash igual a 0,86 para escoamentos altamente turbulentos a 1,2 pra escoamentos de turbulência normal.

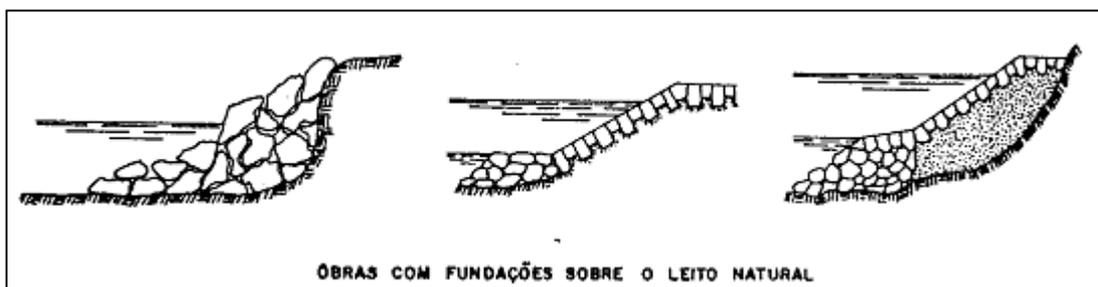


Figura 3.41: Tipos de Proteção com Enrocamento (BRIGHETTI & MARTINS, 2001).



Figura 3.42: Enrocamento granítico utilizado como proteção de margem de canal de adução de água. Sistema Alto Tietê (BRIGHETTI & MARTINS, 2001).



Figura 3.43: Revestimento de Margens com Gabiões para proteção contra ondas. (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001).



Figura 3.44: Painéis em concreto armado (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001).

As matas ciliares consistem em um tipo de vegetação presente ao longo dos cursos d'água, as quais incluem ribanceiras, banhados, veredas e superfícies de inundação. A gestão de qualquer reservatório deve se preocupar com a manutenção e a recomposição da vegetação ciliar, a fim de evitar perdas no seu volume da água. O principal fator de importância disso é a capacidade de evitar a erosão provocada por ondas (D'ARMADA, 2011).

A presença de vegetação submersa tem o efeito de reduzir a altura das ondas (Figura 3.45), dissipando a energia das frequências mais altas, um processo análogo ao efeito da viscosidade. O entendimento do fenômeno leva a várias considerações físicas: o atrito entre as folhas ou caules da vegetação e o fluido, a transferência da energia mecânica das ondas para as propriedades elásticas das plantas, a deformação sofrida, etc. Isto leva a diferentes modelos conceituais; alguns pesquisadores consideram o campo de vegetação como uma região do fluido cuja viscosidade foi artificialmente aumentada; outros consideram o arraste produzido pelo movimento oscilatório das ondas sobre diferentes partes da planta, seja ela considerada fixa ou móvel. Além disso, a região vegetada, por ser hidrodinamicamente mais tranquila, favorece a deposição de sedimentos ou serve como área de alimentação e procriação de peixes e aves (NEVES, 2006).



Figura 3.45: Exemplo de vegetação afogada nas margens do lago de Ilha Solteira. (Fonte: NEVES, 2006).

3.7.2.2 Proteção Descontínua ou Indireta

É feita através da utilização de espigões que afastam o fluxo da margem, gerando entre si zonas de baixa velocidade. Apesar de não eliminarem a ação das ondas sobre as margens, o material erodido e instabilizado pelas ondas permanece no local, devido às baixas velocidades. Podem ser do tipo espigões ou diques.

Os espigões são obras transversais que avançam desde a margem em direção ao eixo do escoamento (Figura 3.46) até o limite adequado para exercer sua proteção, ou até a nova linha da margem desejada.



Figura 3.46: Espigão de proteção, com retenção de material flutuante, Rio Arkansas. (Fonte: BRIGHETTI & MARTINS, 2001).

Os diques são estruturas paralelas ao sentido do escoamento (Figura 3.47), destinados à proteção das margens, porém sem serem aplicados sobre estas. Os diques desviam o fluxo de forma contínua, protegendo a margem e definindo um melhor traçado ao canal, geralmente visando à navegação.



Figura 3.47: Diques laterais em cerca de madeira. (Fonte: Petersen, 1981, *apud* BRIGHETTI & MARTINS, 2001).

3.7.2.3 Obras de sustentação

São verdadeiras estruturas de arrimo, praticamente verticais (Figura 3.48), que têm a função de sustentar os esforços dos terrenos ribeirinhos e resistir à ação do escoamento e das ondas.



Figura 3.48: Contenção de talude marginal com sacos de areia, nas proximidades do município de Brejo Grande/SE. (Fonte: HOLANDA *et al.*, 2009).

3.7.3 Recomendações de Inclinação de Taludes

A inclinação das margens é definida após os critérios de estabilidade que consideram aspectos como as características geotécnicas do solo, saturação do material, esforços e carregamentos decorrentes de tráfego ou construções e etc.

Tabela 3.8 – Inclinação de Margem Recomendada. (Fonte: LENCASTRE, 1972)

Natureza dos taludes	Inclinação Horizontal/Vertical
Rocha dura, alvenaria ordinária, concreto	0 a 1/4
Rocha fissurada, alvenaria de pedra seca	1/2
Argila dura	3/4
Aluviões compactos	1/1
Cascalho grosso	3/2
Terra ordinária, areia grossa	2/1
Terra mexida, areia normal	2,5/1 a 3/1

Tabela 3.9 – Inclinação dos Taludes. (Fonte: CHOW, 1959)

Material	Inclinação dos Taludes H:V
Rocha	0:1
Solos pedregosos	0,25:1
Canais em terra revestidos de concreto	0,5:1 a 1:1
Argila resistente e compacta	1,5:1
Solos argilo-arenosos	2:1
Solos arenosos ou argilosos de alta porosidade	3:1

3.8 Tipo de Solo das Margens de Rios

Segundo Lamster (1980, *apud* RASSINI *et al.*, 1984) as várzeas se caracterizam por Solos Aluviais e/ou hidromórficos, geralmente planos e ricos em matéria orgânica, são facilmente irrigáveis por gravidade, na maior parte dos casos, e inundados temporariamente ou não (margens de córregos, rios, vales úmidos).

Segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (EMBRAPA, 1999) os solos aluviais são classificados como Neossolos Flúvicos.

Os Neossolos Flúvicos são solos minerais não hidromórficos, pouco desenvolvidos, formados por sobreposição de camadas de sedimentos aluviais não consolidados. As camadas normalmente apresentam espessura e granulometria bastante diversificadas, tanto em sentido vertical como no sentido horizontal dos perfis de solo, dado à heterogeneidade e às formas de deposição do material originário (EMBRAPA, 2000).

Para exemplificar, a depressão central do Rio Grande do Sul possui a unidade Vacacaí predominante nas várzeas dos rios, onde esta unidade possui como classe dominante os Planossolos Háplicos Eutróficos arênicos.

Os Planossolos são solos imperfeitamente ou mal drenados, encontrados em áreas de várzea, com relevo plano a suavemente ondulado. Apresentam perfis com sequência de horizontes A-E-Bt-C, com horizonte A geralmente de cor escura e o horizonte E de cor clara, ambos de textura mais arenosa, com passagem abrupta para o horizonte Bt bem mais argiloso e adensado. As características específicas de cada um desses horizontes pedogenéticos são (STRECK *et al.*, 2008):

A - é um horizonte mineral, situado na superfície (ou abaixo de horizonte O ou H), que apresenta concentração de matéria orgânica decomposta, incorporada por atividade biológica, intimamente misturada com a fração mineral;

E - é um horizonte mineral com cores mais claras devido à perda de argila, óxidos de ferro ou matéria orgânica, que foram transferidos para o horizonte B por eluviação ou destruídos. Apresenta uma maior concentração residual de areia;

Bt - é um horizonte mineral identificado por uma coloração mais “viva” (vermelha, amarela ou cinza) e maior acumulação de argila;

C - é um horizonte mineral constituído por rocha alterada, pouco afetada por processos pedogenéticos.

A Figura 3.49 apresenta um exemplo de perfil de Planossolo Háplico Eutrófico arênico da unidade Vacacaí.



Figura 3.49 – Perfil e paisagem de Planossolo Háplico Eutrófico arênico (Unidade Vacacaí). (Fonte: STRECK *et al.*, 2008).

Os Planossolos originados de sedimentos aluviais (Unidade Vacacaí) são geralmente menos supridos em nutrientes, por serem mais arenosos e por possuírem condições mais favoráveis à drenagem da camada superficial (horizonte A), por outro lado, possuem uma taxa de decomposição da matéria orgânica mais acelerada. A Tabela 3.10 apresenta a fração granulométrica do horizonte A de um Planossolos.

Tabela 3.10 – Fração Granulométrica do horizonte A e Planossolo. (Fonte: adaptado STRECK *et al.*, 2008)

Classe do Solo	Material de Origem	Frações Granulométricas (%)		
		Areia	Silte	Argila
Planossolo Háplico Eutrófico arênico	Sedimentos Aluviais	64	27	9

3.9 Perfil de Equilíbrio Praial

Um perfil de praia é representado pela variação da profundidade da água a uma determinada distância da linha de praia. O perfil de equilíbrio praial, por sua vez representa a forma estável de um perfil de praia, após a incidência de um determinado regime de ondas.

Existem na literatura, várias formulações para a análise da estabilidade dos perfis de praia, sendo o conceito desse estudo introduzido primeiramente em 1902 por Fenneman (*apud* DEAN, 1977). Em seu estudo, o referido autor apresentou uma análise qualitativa de vários mecanismos envolvidos na modelagem da forma dos sedimentos instáveis ao longo do perfil de praia, concluindo que o principal fator que interfere na modelagem do perfil consiste nas ondas.

Dean (1977) apresentou o desenvolvimento de três modelos de perfil de equilíbrio baseados na teoria linear das ondas, como:

I) Primeiro Modelo do Perfil de Equilíbrio Baseado na Dissipação Uniforme de Energia por Unidade de Volume

O modelo consiste na consideração de uma partícula, de um dado tamanho, suportar um determinado nível de dissipação de energia das ondas por unidade de volume de água. Desta forma, a dissipação de energia por unidade de volume pode ser considerada como representativa para a quantificação das flutuações turbulentas, provocada pelas forças destrutivas, por unidade de volume.

Esta dissipação de energia uniforme por unidade de volume, para um determinado tamanho de sedimento em termos de conservação de energia, é dada por:

$$\frac{1}{h} \frac{d(EC_g)}{dx} = D_*(d) \quad (3.96)$$

Onde: E é a energia da onda por unidade de área, C_g a celeridade de grupo, h a profundidade de água, x a coordenada normal à linha da costa e D_* o diâmetro característico do sedimento.

Considerando a dissipação de energia das ondas por unidade de volume, para um determinado perfil de equilíbrio de praia, em função apenas do tamanho do sedimento, obtém-se:

$$\frac{1(\frac{1}{8}\rho g k^2 h^2 \sqrt{gh})}{dx} = h D_*(d) \quad (3.97)$$

Onde: k é o índice de quebra considerado aproximadamente igual a 0,8.

Derivando a equação e simplificando, a dissipação por unidade de volume torna-se:

$$D_*(d) = \frac{5}{16} \rho g^{3/2} k^2 h^{1/2} \frac{dh}{dx} \quad (3.98)$$

Desta forma a equação apresenta ser diretamente proporcional à inclinação da praia e à profundidade, que ao integrar a equação, obtém-se:

$$h = \left(\frac{24D_*(d)}{5\rho g\sqrt{g}k^2} \right)^{2/3} x^{2/3} = A_1(d)x^{2/3} \quad (3.99)$$

Onde: x é orientado numa direção offshore (da costa em direção à plataforma), com origem na linha média da água.

O parâmetro dimensional A_1 é denominado de parâmetro de forma do perfil, obtido em função da dissipação de energia e do tamanho do sedimento de praia.

II) Segundo Modelo do Perfil de Equilíbrio Baseado na Dissipação Uniforme de Energia por Unidade de Área

Este modelo é semelhante ao modelo I, descrito anteriormente, porém a dissipação de energia das ondas é considerada por unidade de superfície de água ao invés de volume de água. O procedimento é semelhante ao apresentado no modelo I, inicialmente pela equação 3.83, desconsiderando apenas a relação $1/h$, desta forma o perfil de praia é representado por:

$$h = \left(\frac{8D_*(d)}{\gamma\sqrt{g}k^2} \right)^{2/5} x^{2/5} = A_2(d)x^{2/5} \quad (3.100)$$

III) Terceiro Modelo do Perfil de Equilíbrio Baseado na Tensão de Cisalhamento Uniforme Longitudinalmente à Costa

Este modelo consiste no conceito de formação do perfil de equilíbrio através da uniformidade da tensão de cisalhamento longitudinal no fundo, ocasionada devido à quebra da onda. Desta forma, considerando o equilíbrio de forças na direção longitudinal à costa (desprezando as tensões de cisalhamento laterais), obtém-se:

$$\tau_b = - \frac{dS_{x'y}}{dx_{x'}} \quad (3.101)$$

Onde: τ_b é a componente longitudinal do cisalhamento de fundo, $S_{x'y}$ é o fluxo em direção à costa da componente longitudinal do momento, x é a coordenada horizontal no sentido offshore, x' é a coordenada horizontal no sentido para costa. Considerando representações de águas rasas para o fluxo do momento e a lei de Snell's, obtém-se:

$$\tau_b = - \frac{1}{8} \frac{d(\rho g k^2 h^2 \sqrt{gh} \left(\frac{\sin\theta}{c} \right))}{dy} \quad (3.102)$$

Integrando a equação, obtém-se:

$$h = \left(\frac{8\tau_b C}{\rho g k^2 \sqrt{g \sin \theta}} \right)^{2/5} y^{2/5} = A_3 y^{2/5} \quad (3.103)$$

Onde A_3 é o parâmetro de forma do perfil de equilíbrio, considerado constante e dimensional. Segundo Dean (1977) este modelo só pode ser aplicado em casos onde a onda se aproxima da costa com alguma inclinação.

Brunn (1954), em um estudo de campo de perfis de praia em Monterey Bay, Califórnia, e ao longo da costa da Dinamarca, foi o primeiro a identificar empiricamente o expoente $2/3$ na forma dos perfis estudados.

Dean (1977) examinou cerca de 504 perfis de praia ao longo da costa americana, nesta avaliação foi realizado um ajuste de mínimos quadrados para cada um dos perfis analisados, dois quais o referido autor obteve a seguinte formulação generalizada:

$$h = Ax^m \quad (3.104)$$

A formulação apresentada pelo referido autor relaciona a profundidade (h), o parâmetro de forma (A) que depende do diâmetro médio do sedimento e da distância a partir da linha da costa (x). O valor médio encontrado do expoente em seu estudo foi de aproximadamente 0,66, apresentando desta forma, estar mais de acordo com a formulação exibida na Equação 3.99. Desta forma, Dean (1977) concluiu que a taxa de dissipação de energia por unidade de volume de água uniformemente distribuída na zona de arrebentação das ondas, foi o modelo que melhor descreveu a forma dos perfis de equilíbrio de praia.

Moore (1982, *apud*. Dean & Dalrymple, 2004) quantificou a relação existente entre o parâmetro de forma A e o diâmetro efetivo dos sedimentos, através de análise realizada pela aplicação do ajuste dos mínimos quadrados a vários resultados de campo e de laboratório, com granulometrias que variaram de 0,1 mm a 30 cm de diâmetro. A relação resultante entre o parâmetro de forma e o diâmetro da areia está apresentada em linha contínua na Figura 3.50.

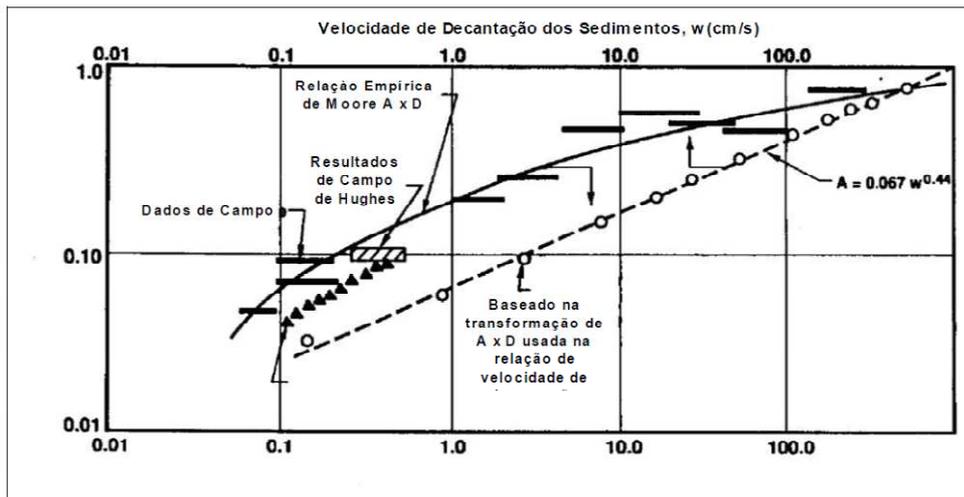


Figura 3.50 - Parâmetro de forma A (Fonte adaptado de Dean & Dalrymple, 2004).

Mais tarde, Dean (1987, *apud*. Dean & Dalrymple, 2004) simplesmente transformou a relação de Moore de parâmetro de forma (A) versus diâmetro do sedimento (D) para parâmetro de forma (A) versus velocidade de queda (w), e encontrou a seguinte relação linear:

$$A = 0,067w^{0,44} \quad (3.105)$$

Onde: A é o parâmetro de forma ($m^{1/3}$) e w a velocidade de queda dos sedimentos (cm/s).

Turker e Kabdasli (2006) em seus estudos adicionaram o efeito da altura e do período das ondas também na determinação do parâmetro de forma, A. O modelo utilizado pelos referidos autores foi realizado por meio da integração da energia das ondas com a taxa de dissipação de energia por unidade de volume na zona de surfe. Primeiramente os autores consideraram o fluxo de energia das ondas, P, por unidade de comprimento de onda, como:

$$P = EC_g \quad (3.106)$$

Sendo E a energia das ondas, que consiste em energia cinética e potencial, e C_g a velocidade de grupo, que em águas rasas depende somente da profundidade e da aceleração da gravidade, logo, reescrevendo a Equação 3.106, obtém-se:

$$P = \frac{1}{8} \rho g H^2 (gh)^{1/2} \quad (3.107)$$

Onde: H é a altura da onda e h a profundidade. Considerando o sistema em equilíbrio, o ponto de quebra das ondas é estacionário, desta maneira o fluxo de energia das ondas pode ser definido, como:

$$P_{ondas} = EC_g = \frac{1}{8} \rho g H_b^2 (gh_b)^{1/2} \quad (3.108)$$

A Equação 3.108, nada mais é, do que o produto da densidade da energia das ondas pela velocidade de grupo na arrebentação da onda, que após um determinado período de tempo, voltam a um estágio estável, possuindo um fluxo de energia representado como:

$$P_{estável} = E_s C_g = \frac{1}{8} \rho g (\Gamma h)^2 (gh)^{1/2} \quad (3.109)$$

Onde Γ é a constante de decaimento da onda, previamente estudada por Dally *et al.* (1984, *apud.* Turker *et al.*, 2006), sendo melhor representada em 0,4, no entanto, a dissipação do fluxo de energia líquida pode ser definida como:

$$P_{líquida} = \rho g^{3/2} [H_b^2 h_b^{1/2} - \Gamma^2 h^{5/2}] \quad (3.110)$$

Dally *et al.* (1984, *apud.* Turker *et al.*, 2006) sugerem que as profundidades de água na arrebentação e em condições estáveis são iguais. A dissipação de energia das ondas por unidade de volume de água, na zona de surfe, D_w pode ser obtida:

$$D_w = -\frac{1}{h} \frac{dP_{líquida}}{dx} \quad (3.111)$$

$$D_w = -\frac{1}{h} \frac{1}{8} \rho g^{3/2} \frac{d}{dx} [H_b^2 h_b^{1/2} - \Gamma^2 h_b^{5/2}] \quad (3.112)$$

$$D_w dx = -\frac{1}{16} \rho g^{3/2} [H_b^2 h_b^{-3/2} - 5\Gamma^2 h_b^{1/2}] dh \quad (3.113)$$

Integrando a Equação 3.113 da dissipação da energia das ondas por unidade de volume na zona de surfe, obtém-se uma taxa de dissipação da energia das ondas de equilíbrio, $D_{equilíbrio}$.

$$D_{equilíbrio} = \frac{1}{8} \rho g^{3/2} \left[H_b^2 h_b^{-1/2} - \frac{5}{3} \Gamma^2 h_b^{5/2} \right] \frac{1}{X_L} \quad (3.114)$$

Onde X_L é a distância média percorrida pelas partículas de sedimentos, definida em termos de características das ondas e dos sedimentos (Turker *et al.*, 2004). Desta forma, a nova definição da taxa de dissipação de energia das ondas de equilíbrio pode ser inserida na Equação 3.99, definida por Dean (1977), para sintetizar uma nova definição para o parâmetro de forma, A ;

$$A = \frac{a_1}{(k^2 X_L)^{2/3}} \left[\frac{3}{5} H_b^2 h_b^{-1/2} + \Gamma^2 h_b^{3/2} \right]^{2/3} \quad (3.115)$$

Onde a_1 é o coeficiente de proporcionalidade de Moore (1982, *apud.* Turker *et al.*, 2006), onde o valor que melhor ajusta é igual a 3,285 e k é a razão entre a altura de onda e a profundidade de arrebentação das ondas. Para a determinação do perfil de equilíbrio, Turker e Kabdasli (2006) utilizaram a equação generalizada apresentada por Dean (1977), conforme Equação 3.104.

3.10 Modelagem Física

Modelos físicos são ferramentas usadas para representar ou interpretar simplificadaamente a realidade. Eles apresentam apenas uma visão ou um cenário de um fragmento do todo.

A construção de modelos físicos, em escala reduzida, embora tentada anteriormente por Arquimedes, Leonardo Da Vinci e outros estudiosos, só foi possível após a descoberta da Teoria da Semelhança por Isaac Newton e do Teorema de Bridgman.

Atualmente, o uso de modelos hidráulicos para a solução de problemas de engenharia se tornou um procedimento padrão aceito em muitas áreas (KOBUS, 1980).

3.10.1 Condições de Semelhança

A condição de semelhança, entre o modelo e o protótipo, varia de acordo com o problema a ser estudado e com o grau de precisão desejado do modelo. Os modelos considerados completamente semelhantes são aqueles em que os valores de todos os parâmetros relevantes adimensionais do protótipo são mantidos no modelo. Os modelos podem apresentar: Semelhança Geométrica, Semelhança Cinemática e Semelhança Dinâmica (HUGHES, 2005).

A semelhança geométrica, entre modelo e protótipo, ocorre quando todas as dimensões lineares correspondentes entre eles são iguais. Essa semelhança independe de qualquer tipo de movimento que venha ter, ou seja, envolve única e exclusivamente a forma do modelo e do protótipo. Quanto maior for a escala geométrica do modelo, melhor será a identificação visual dos processos envolvidos.

Modelos geometricamente semelhantes também são conhecidos como modelos geometricamente sem distorções, ou seja, a escala vertical e horizontal são igual representando a reprodução fiel da geometria do protótipo.

No dimensionamento geométrico, podem ser considerados pequenos detalhes geométricos, como por exemplo, a rugosidade da superfície, que pode influenciar significativamente em determinados tipos de escoamentos. No entanto, a reprodução de todos os detalhes geométricos do protótipo poderá ser um processo muito difícil ou até mesmo impossível, sendo necessário considerar cuidadosamente algumas irregularidades nas condições de semelhança geométrica (MUNSON, *et al.* 1990, *apud.* HUGHES, 2005).

Uma das irregularidades muitas vezes considerada na semelhança geométrica é a construção de modelos geometricamente distorcidos, ou seja, a escala vertical do modelo é diferente da escala horizontal.

A semelhança cinemática se refere à semelhança do movimento entre as partículas do modelo e do protótipo. O movimento é definido como qualquer diferencial de comprimento

em relação ao tempo. A semelhança cinemática é obtida quando a razão entre as componentes vetoriais do protótipo e do modelo é igual para todas as partículas em todos os momentos (HUDSON, *et al.* 1979, *apud.* HUGHES, 2005).

Quando o modelo é geometricamente semelhante à semelhança cinemática das partículas do modelo são geometricamente semelhantes ao do protótipo.

A semelhança dinâmica é a semelhança das forças. Dois sistemas, modelo e protótipo, são dinamicamente semelhantes quando os valores absolutos das forças, em pontos equivalentes dos dois sistemas, estão numa razão fixa (HUGHES, 2005).

3.10.2 Critérios de Semelhança Hidráulica

Segundo Munson, *et al.* (1990, *apud* HUGHES, 2005) a maioria dos estudos em engenharia envolve hipóteses simplificadas, sendo necessário encontrar um equilíbrio entre a precisão e a simplificação do problema. Além disso, é necessário estar ciente das forças que são insignificantes no protótipo, mas que podem ter uma influência considerável no modelo, como por exemplo, a tensão superficial que pode ter pouca importância no protótipo, mas grande influência nos processos hidráulicos do modelo. Quando isto ocorre, diz-se que o modelo tem efeito de escala.

A experiência indica que a maioria dos problemas podem ser simplificados para duas forças principais, permitindo desta maneira que os critérios de semelhança possam ser desenvolvidos teoricamente (WARNOCK, 1950, *apud.* HUGHES, 2005).

Vários critérios de semelhança hidráulica foram desenvolvidos com base na suposição de que duas forças dominam o fluxo, enquanto as outras forças, também existentes no problema, possuem menos influência. As forças inerciais são sempre consideradas nos critérios de semelhança hidráulica, devendo ser equilibradas por uma das outras forças existentes.

3.10.2.1 Critério de Froude

O critério de Froude expressa a influência relativa entre forças inerciais e forças gravitacionais, como:

$$\sqrt{\frac{\text{Forças Inerciais}}{\text{Forças Gravitacionais}}} = \sqrt{\frac{\rho L^2 V^2}{\rho L^3 g}} = \frac{V}{\sqrt{gL}} = \text{Número de Froude} \quad (3.116)$$

Onde: V = velocidade (m/s); L = comprimento (m) e g = aceleração da gravidade (m/s²). O número de Froude também é representado por (V²/gL).

O critério de Froude apresenta uma condição onde o número de Froude no modelo e no protótipo deva ser o mesmo, sendo:

$$\left(\frac{V}{\sqrt{gL}}\right)_p = \left(\frac{V}{\sqrt{gL}}\right)_m \quad (3.117)$$

O que leva à:

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\left(\frac{g_p}{g_m}\right)\left(\frac{L_p}{L_m}\right)} \quad (3.118)$$

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_V}{\sqrt{N_g N_L}} = 1 \quad (3.119)$$

Onde: N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo; N_L = escala de comprimento entre modelo e protótipo e N_g = escala de gravidade entre modelo e protótipo.

A escala de gravidade entre o modelo e o protótipo é considerada igual a 1, e a escala de velocidade (N_V) é igual à relação entre a escala de comprimento (N_L) e à escala de tempo (N_T). Considerando essas relações na Equação 3.119 obtém-se a relação entre a escala de tempo e a escala de comprimento, como:

$$N_T = \sqrt{N_L} \quad (3.120)$$

A maior parte dos modelos hidráulicos em engenharia costeira é dimensionada de acordo com o critério de Froude, por ser o critério mais importante a ser considerado na concepção de um modelo reduzido (HUGHES, 2005).

3.10.2.2 Critério de Reynolds

O critério de Reynolds relaciona as forças inerciais com as forças viscosas, como:

$$\frac{\text{Forças Inerciais}}{\text{Forças Viscosas}} = \frac{\rho L^2 V^2}{\mu V L} = \frac{\rho L V}{\mu} = \text{Número de Reynolds} \quad (3.121)$$

Onde: ρ = densidade do fluido (kg/m^3), L = comprimento (m), V = velocidade (m/s) e μ = viscosidade (kg/m.s).

O critério de Reynolds apresenta uma condição em que o número de Reynolds no modelo e no protótipo deva ser o mesmo, sendo:

$$\left(\frac{\rho L V}{\mu}\right)_p = \left(\frac{\rho L V}{\mu}\right)_m \quad (3.122)$$

O que resulta:

$$\left(\frac{V_p}{V_m}\right)\left(\frac{L_p}{L_m}\right)\left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right) = \frac{\mu_p}{\mu_m} \quad (3.123)$$

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_V N_L N_\rho}{N_\mu} = 1 \quad (3.124)$$

Onde: N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo; N_L = escala de comprimento entre modelo e protótipo, N_ρ = escala de densidade entre modelo e protótipo e N_μ = escala de viscosidade entre modelo e protótipo.

O critério de Reynolds é bastante empregado em estudos que envolvem a camada limite laminar e forças em cilindros com baixo número de Reynolds.

3.10.2.3 Critério de Weber

O critério de Weber relaciona as forças inerciais com a tensão superficial, como:

$$\frac{\text{Forças Inerciais}}{\text{Forças de Tensão Superficial}} = \frac{\rho L^2 V^2}{\sigma L} = \frac{\rho L V^2}{\sigma} = \text{Número de Weber} \quad (3.125)$$

Onde: ρ = densidade do fluido (kg/m^3), L = comprimento (m), V = velocidade (m/s) e σ = tensão superficial (kg/s^2).

O critério de Weber apresenta uma condição onde o número de Weber no modelo e no protótipo deva ser o mesmo, sendo:

$$\left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right)\left(\frac{V_p}{V_m}\right)\left(\frac{L_p}{L_m}\right) = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \quad (3.126)$$

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_\rho (N_V)^2 N_L}{N_\sigma} = 1 \quad (3.127)$$

Onde: N_ρ = escala de densidade entre modelo e protótipo, N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo; N_L = escala de comprimento entre modelo e protótipo, e N_σ = escala de tensão superficial entre modelo e protótipo.

Os efeitos da tensão superficial são raramente encontrados em protótipos, mas eles podem estar envolvidos com alguns fenômenos no modelo.

3.10.2.4 Critério de Cauchy

O critério de Cauchy relaciona as forças inerciais com as forças elásticas, como:

$$\frac{\text{Forças Inerciais}}{\text{Forças Elásticas}} = \frac{\rho L^2 V^2}{EL^2} = \frac{\rho V^2}{E} = \frac{\rho V^2}{E} = \text{Número de Cauchy} \quad (3.128)$$

Onde: ρ = densidade do fluido (kg/m^3), L = comprimento (m), V = velocidade (m/s) e E = módulo de elasticidade (kg/m.s^2).

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_\rho N_V^2}{N_E} = 1 \quad (3.129)$$

Onde: N_ρ = escala de densidade entre modelo e protótipo N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo e N_E = escala de elasticidade entre modelo e protótipo.

O número de Cauchy é importante em estudos em que as forças inerciais são grandes o suficiente para causar alterações na compressibilidade do fluido. Este critério é pouco aplicado em engenharia costeira.

3.10.2.5 Critério de Euler

O critério de Euler relaciona as forças de pressão com as forças inerciais, como:

$$\frac{\text{Forças de Pressão}}{\text{Forças Inerciais}} = \frac{pL^2}{\rho L^2 V^2} = \frac{p}{\rho V^2} = \text{Número de Euler} \quad (3.130)$$

Onde: p = pressão (kg/m.s^2), L = comprimento (m), ρ = densidade do fluido (kg/m^3) e V = velocidade (m/s).

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_p}{N_\rho N_V^2} = 1 \quad (3.131)$$

Onde: N_p = escala de pressão entre o modelo e o protótipo, N_ρ = escala de densidade entre modelo e protótipo e N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo.

O número de Euler é importante em estudos onde as forças de pressão são dominantes.

3.10.2.6 Critério Strouhal

As forças de inércia presentes em um fluido em movimento podem ser causadas por dois tipos de aceleração, uma convectiva e outra temporal. As acelerações convectivas são acelerações devido à mudança de velocidade do fluido em diferentes posições. As acelerações

temporais (ou locais) são acelerações ocorridas devido à mudança de velocidade do fluido em diferentes instantes para uma mesma posição.

O critério de Strouhal relaciona as forças inerciais convectivas e temporais, como:

$$\frac{\text{Forças Inerciais Temporais}}{\text{Forças Inercias Convectivas}} = \frac{(\rho L^3)(V/t)}{(\rho L^3)(V^2/L)} = \frac{L}{Vt} = \text{Número de Strouhal} \quad (3.132)$$

Onde: L = comprimento (m), V = velocidade (m/s) e t = tempo (s).

Expressando em termos de fatores de escala, e fazendo os rearranjos necessários, obtém-se:

$$\frac{N_L}{N_V N_t} = 1 \quad (3.133)$$

Onde: N_L = escala de comprimento entre o modelo e o protótipo, N_V = escala de velocidade entre modelo e protótipo e N_t = escala de tempo entre modelo e protótipo.

O critério de Strouhal é importante em estudos que envolvam escoamentos oscilatórios instáveis, em que o período de oscilação é dado em função do tempo.

Para praticamente 90% dos problemas de hidráulica (e praticamente 100% dos problemas de engenharia costeira), as forças associadas com a tensão superficial, elasticidade e pressão são relativamente pequenas, podendo ser desconsideradas com segurança (WARNOCK, 1950, *apud*.HUGHES, 2005). Desta maneira, os critérios de semelhança que envolvam as forças gravitacionais ou as forças viscosas serão os critérios predominantes para a representação dos fenômenos.

Por esta razão o número de Froude e Reynolds são os mais importantes para os estudos hidráulicos, ou seja, um desses critérios de semelhança combinado com os critérios de semelhança geométrica, proporcionam as condições necessárias para a semelhança hidrodinâmica da maioria dos modelos hidráulicos.

3.10.3 Geradores de Ondas

Uma das instalações mais importantes para a simulação das ondas em um modelo, seja em um canal de ondas ou em uma bacia, é o gerador de ondas ou também chamado de batedor de ondas.

Em geral, quatro tipos de geradores são comumente usados em laboratórios, tais como (BHATTACHARYYA, 1978):

Pneumático

Cunha (*Plunger Type*)

Placa Basculante (*Flap Type*)

Pistão (*Piston Type*)

A Figura 3.49 ilustra os tipos de geradores.

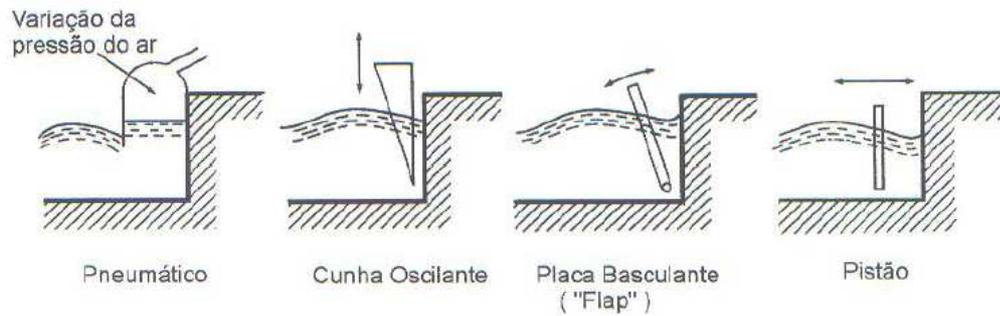


Figura 3.51 – Tipos de Geradores de Onda (Fonte: BHATTACHARYYA, 1978).

O tipo de gerador mais simples é o pneumático. As ondas são geradas por ele através da variação da pressão do ar dentro de uma cúpula, que é parcialmente imersa na água. O gerador do tipo pneumático, embora seja relativamente simples de operar e possuir menor uso de energia possui duas desvantagens significativas: (a) variações rápidas de pressão do ar não produzem variações rápidas na coluna de água dentro da cúpula, necessárias para a reprodução de ondas irregulares de pequenos períodos, e (b) uma vez que a coluna de água se move verticalmente para baixo, e as ondas, que se movem na direção horizontal, são necessários vários ajustes para obter a forma de onda desejada, portanto a repetibilidade dos padrões de ondas irregulares não é um processo fácil de obter (BHATTACHARYYA, 1978).

As ondas formadas pelo gerador tipo cunha surgem a partir do movimento vertical, em torno do nível de água, de um componente em forma de cunha. Este tipo de gerador é bastante eficiente na geração de ondas em águas rasas, uma vez que apresenta o movimento da água uniforme a partir da superfície livre até o fundo do canal ou tanque de ondas. No entanto requer uma grande potência devido à quantidade de massa em movimento (BHATTACHARYYA, 1978).

Os geradores do tipo pistão e placa basculante (articulado no fundo) são os mais utilizados atualmente em canais. Ambos os tipos apresentam vantagens e desvantagens. A vantagem do gerador tipo pistão, Figura 3.52(a), é a sua resposta rápida e precisa a pequenas variações de frequência, sendo por este motivo muito utilizado para a geração de ondas irregulares. Os geradores do tipo placa basculante, Figura 3.52(b), possuem a vantagem de fácil construção (ROSAURO, 2004).

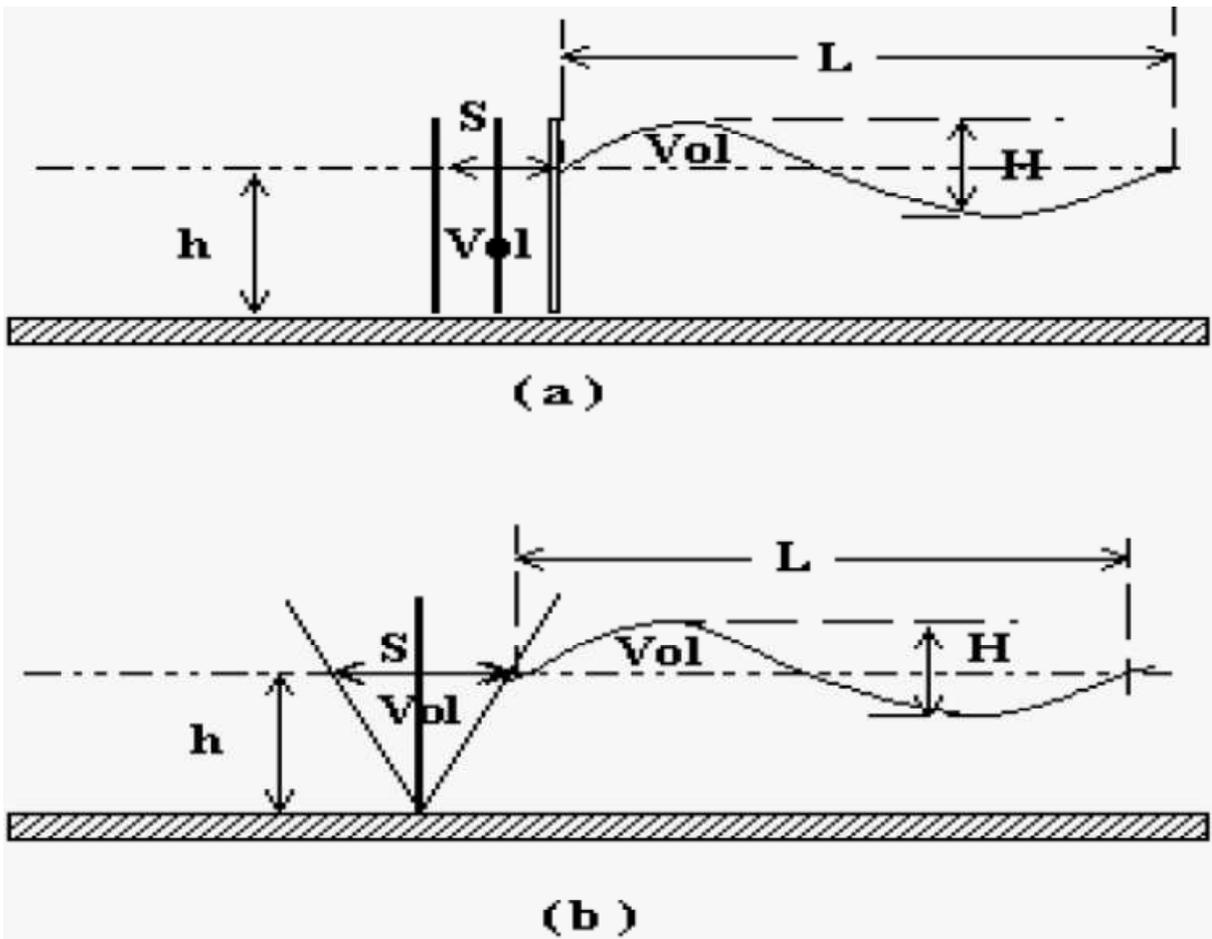


Figura 3.52 – Geradores de onda de pistão (a) e placa basculante (b) (Fonte: ROSAURO, 2004).

3.10.4 Curva do Gerador de Ondas

A relação existente entre o movimento da pá de um gerador e as características da onda gerada não é um processo imediato. Esta relação depende de vários fatores como, por exemplo, a região em que se está gerando a onda. Dependendo da região de geração da onda, águas rasas, intermediária ou profunda, o perfil de velocidade vertical será diferente influenciando diretamente as características da onda gerada.

Dean e Dalrymple (1984) apresentaram uma teoria completa para as ondas geradas por um gerador de ondas de laboratório, onde a amplitude da onda progressiva é dada em função do deslocamento da pá como:

$$\frac{H}{S} = 4 \left(\frac{\sinh kh}{kh} \right) \frac{kh \sinh kh - \cosh kh + 1}{\sinh 2kh + 2kh} \quad (3.134)$$

A Equação 3.134 foi deduzida fazendo-se a suposição de que o movimento da pá e a altura da onda gerada fossem pequenos. Quando o movimento da pá é grande, efeitos não lineares ocorrem e ondas “secundárias” podem ser geradas. As ondas produzidas pelo movimento de uma pá não têm a forma senoidal pura, ideal e constante (ROSAURO, 2004).

A referida equação encontra-se plotada na Figura 3.53.

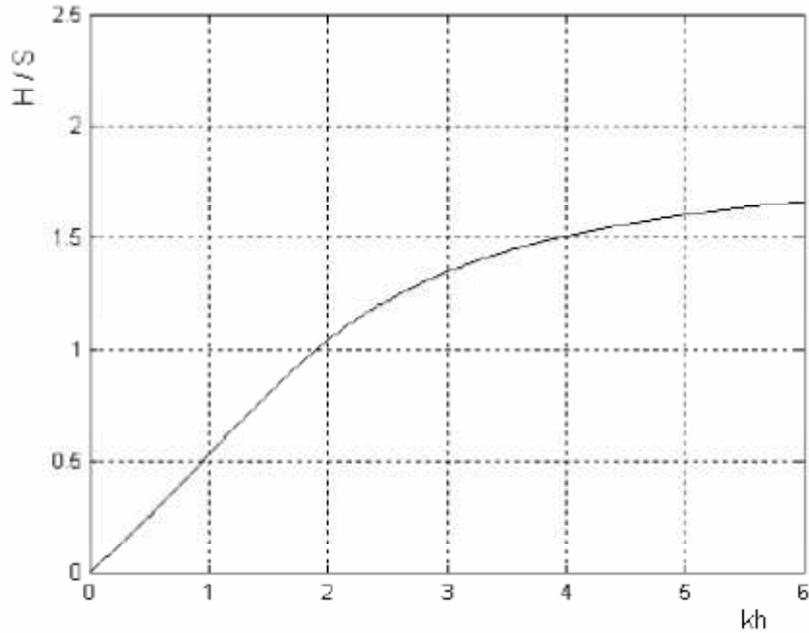


Figura 3.53 – Curva teórica que relaciona o movimento da pá de um gerador articulado no fundo com as características da onda gerada. (Fonte: DEAN e DALRYMPLE, 1984).

O gerador de ondas do IPH é do tipo articulado no fundo montado sobre uma elevação no fundo do canal de ondas, conforme Figura 3.54.

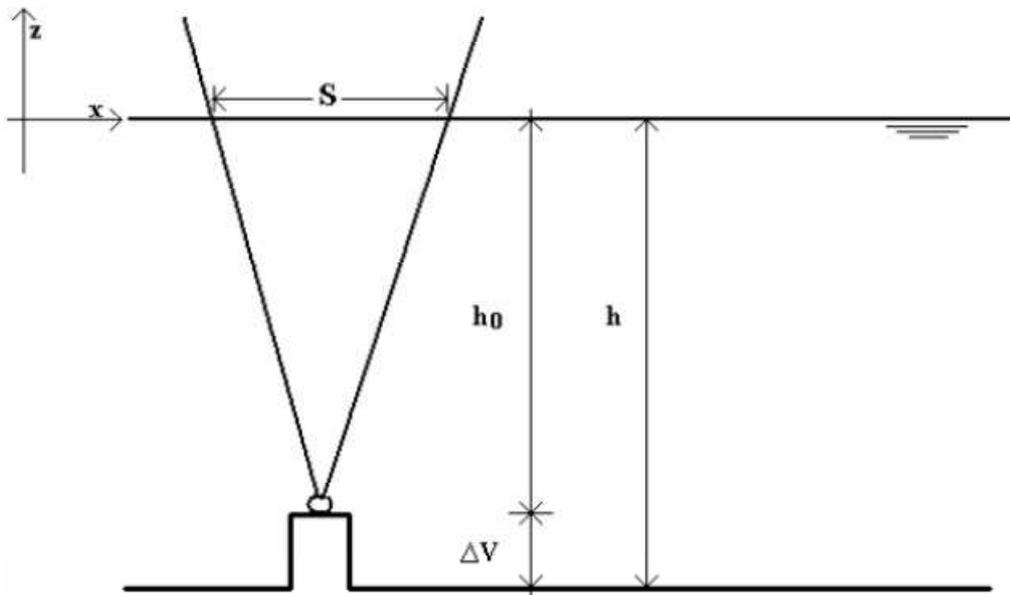


Figura 3.54 – Esquema do gerador de ondas do IPH (Fonte: CERDEIRA, 2006).

Cerdeira (2006) desenvolveu uma relação entre a altura da onda gerada (H) e o deslocamento da pá (S) para o gerador de ondas do IPH com base na teoria apresentada por Dean e Dalrymple (1984) como:

$$\frac{H}{S} = \frac{4 \tanh kh \left[\sinh kh + \frac{\cosh \Delta V - \cosh kh}{kh} \right] \cos kh}{2kh + \sinh 2kh} \quad (3.135)$$

A Figura 3.55 apresenta a curva teórica do gerador de ondas do IPH para diversos valores de $\Delta V/h$.

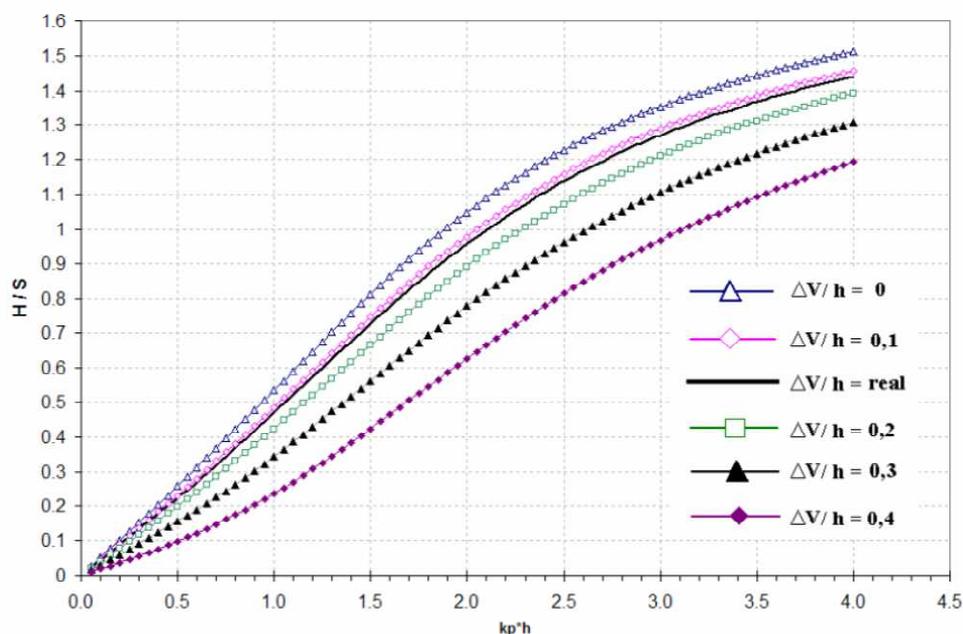


Figura 3.55 – Gráfico da curva teórica do gerador de ondas do IPH para diversos valores de $\Delta V/h$ (Fonte: CERDEIRA, 2006).

Na Figura 3.55 a curva designada por $\Delta V/h$ real foi determinada para a altura medida do degrau em que a pá está apoiada de 11 cm e a profundidade de 87 cm na qual foram realizados os testes por Cerdeira, 2006.

3.11 Análise das Ondas

Para a definição das ondas individuais, que estão presentes em registros de ondas irregulares, não existe um método absoluto de definição. No entanto, na prática é comum utilizar métodos de análise das ondas no domínio do tempo ou no domínio da frequência. Para uma análise no domínio do tempo os métodos de zero-ascendente ou de zero-descendente são os comumente utilizados (GODA, 2010), e no domínio da frequência o método habitualmente utilizado é o de análise espectral.

3.11.1 Análise Temporal

Os métodos de análise temporal consistem em identificar as passagens consecutivas do nível da água pelo nível médio, no sentido escolhido ascendente ou descendente. A Figura 3.56 apresenta um exemplo do método de zero ascendente, em que dois pontos de zeros-ascendentes consecutivos definem uma onda individual sendo a altura dessa onda (H) a distância vertical entre o ponto mais alto (crista) e o ponto mais baixo (cava) e o período (T) o intervalo de tempo entre esses dois pontos.

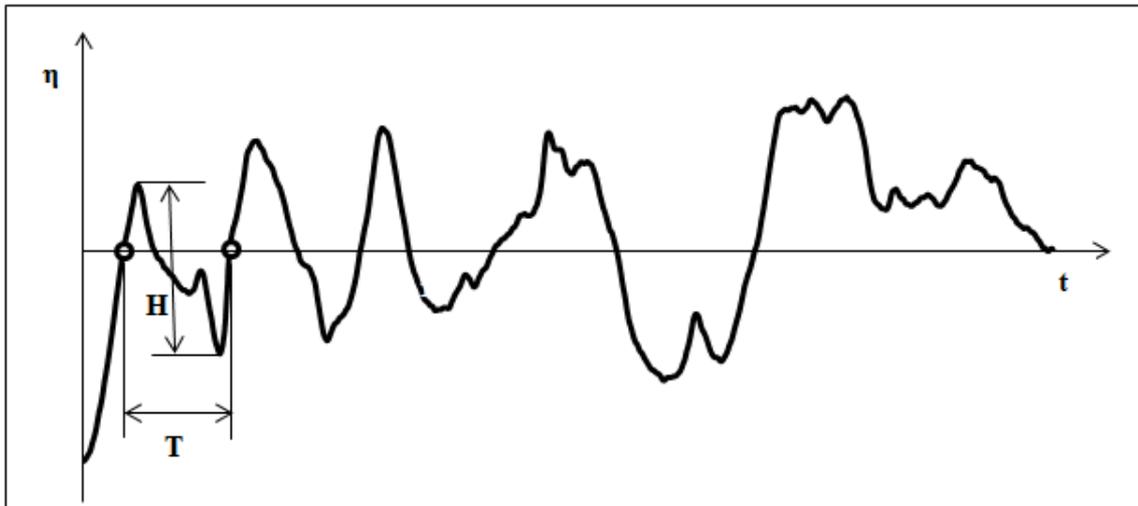


Figura 3.56: Exemplo do critério de zero ascendente.

São comumente usados os seguintes parâmetros estatísticos (LAING *et al.*, 1998):

\bar{H} = altura de onda média;

$H_{m\acute{a}x}$ = altura de onda máxima;

\bar{T}_Z = período médio de zero-descendente;

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

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

Normalmente, é utilizado o valor de n igual a três, obtendo os seguintes dados de referência:

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

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

3.11.2 Análise Espectral

A agitação da superfície da água pode ser vista como a soma de vários conjuntos de ondas simples, como apresentado na Figura 3.16. Uma maneira de formalizar este conceito é 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 (MARTINS, 2012).

A análise de Fourier fornece uma aproximação à forma irregular de um registro de onda como a soma de várias curvas senoidais. A variação da elevação da superfície da água, independentemente da direção, pode ser descrita pela equação (LAING *et al.*, 1998):

$$\eta(t) = \eta_0 + \sum_{j=1}^n a_j \text{sen}(j\omega_0 t + \phi_j) \quad (3.136)$$

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; ϕ_j = ângulo de fase da onda e n = número total de ondas.

As amplitudes (a_j) elevadas ao quadrado são a contribuição para a variância da elevação da superfície livre (η), de cada uma das componentes da onda, ou seja, a variância é dada por $S = \sum a_j^2$. A função $S(f)$ é conhecida como espectro de variância da onda (LAING *et al.*, 1998). A Figura 3.57 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.

A energia de onda, E , é igual a $\rho_w \cdot g \cdot H^2/8$ ou $\rho_w \cdot g \cdot a^2/2$. Os espectros eram inicialmente expressos em termos de E e chamados de espectros de energia da ondas. No entanto, tornou-se prática comum desconsiderar o termo $\rho_w \cdot g$ e utilizar a energia como sendo $a^2/2$. Desta forma, o espectro de energia é considerado como sendo um espectro de variância.

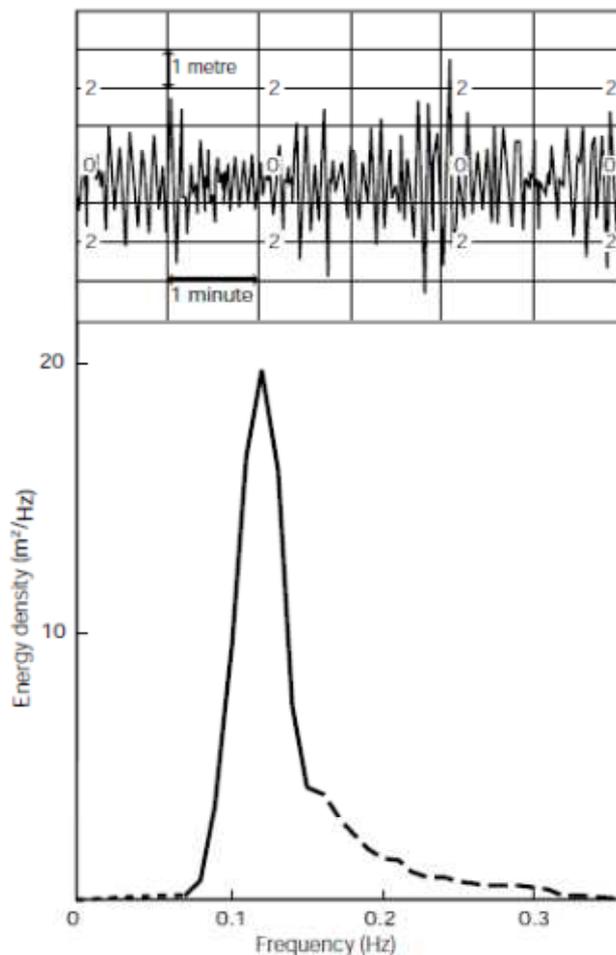


Figura 3.57 - Exemplo de um espectro com o registro de onda correspondente (12 de Novembro de 1973, 21 UTC, 53 ° 25'N, 4 ° 13'E, profundidade de água de 25 m, altura de onda de 4,0 m, período da onda de 6,5 s. (Fonte: LAING *et al.*, 1998).

O momento de ordem n , m_n , do espectro é definido através da equação:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n \cdot E(f) df \quad (3.137)$$

Onde:

$E(f)$ indica a densidade de variância, em função da frequência f , de modo que $E(f) \cdot df$ representa a variância $a_i^2/2$ contida no intervalo entre f e $f + df$. A integração da Equação 3.137, na prática, pode ser aproximada por um somatório finito, com $f_i = i \cdot df$:

$$m_n = \sum_{i=0}^N f_i^n \cdot \frac{a_i^2}{2} \quad (3.138)$$

A definição de m_n resulta que, o momento de ordem zero, m_0 , representa a área abaixo da curva espectral. Na forma finita obtém-se:

$$m_0 = \sum_{i=0}^N \frac{a_i^2}{2} = \frac{a^2}{2} \quad (3.139)$$

Desta maneira, a variância total do registro da onda é obtida pelo somatório das variâncias de cada uma das componentes individuais do espectro. Esta área tem, por isso, um significado físico, que é usado em aplicações práticas para a definição de altura de onda extraídos do espectro.

A energia de uma onda simples (por unidade de área), E , está relacionada com a altura da onda como:

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho_w \cdot g \cdot H^2 \quad (3.140)$$

Ao substituir a agitação da superfície da água por apenas uma onda simples senoidal que tenha a mesma energia, a sua altura média quadrática equivalente, obtém-se:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{8 \cdot E}{\rho_w \cdot g}} \quad (3.141)$$

Com o objetivo de se obter um parâmetro, proveniente do espectro, mais semelhante possível com a altura de onda significativa, $\bar{H}_{1/3}$, para efeito de comparação, foi necessário multiplicar a Equação 3.141 por $\sqrt{2}$ (LAING *et al.*, 1998). A altura de onda pode ser calculada a partir da área, m_0 , medida abaixo da curva espectral, como:

$$H_{m0} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot E}{\rho_w \cdot g}} = 4\sqrt{m_0} \quad (3.142)$$

O parâmetro m_0 refere-se à variância total do registro da superfície de água como sendo a energia total, mas a energia total E é na realidade $\rho_w \cdot g \cdot m_0$. Na teoria, a relação entre

H_{m0} e $\overline{H_{1/3}}$ é válida apenas para um espectro bastante estreito, algo que não ocorre com frequência na natureza. Apesar disso, a diferença é relativamente pequena na maioria dos casos, em média $H_{m0} = 1,05 \cdot \overline{H_{1/3}}$ (LAING *et al.* 1998).

A dedução para o período de onda proveniente do espectro é um processo mais complicado, devido à grande variedade de formas espectrais. Os parâmetros espectrais empregados, relativos à frequência e ao período, são:

f_p – frequência de onda correspondente ao pico do espectro;

T_p – período de onda correspondente a f_p , ou seja, $T_p = 1/f_p$.

O período de ondas significativo, $T_{1/3}$, mantém-se dentro de uma gama de valores de $0,87 \cdot T_p$ a $0,97 \cdot T_p$ (GODA, 1978, *apud.* LAING *et al.* 1998).

CAPÍTULO 4

4. Instalação Experimental e Metodologia

Este capítulo descreve as três instalações experimentais utilizadas neste estudo e a metodologia da realização dos ensaios. Uma das instalações experimentais utilizadas está instalada no Pavilhão Marítimo do IPH/UFRGS e representa um modelo reduzido parcial de um vertedouro em degraus. As outras duas instalações experimentais estão instaladas no Pavilhão Fluvial do IPH/UFRGS, sendo constituídas por um canal de ondas e um tanque de ondas.

4.1. Planejamento dos Experimentos

Antes de detalhar as instalações experimentais utilizadas, as variáveis medidas e os métodos utilizados na realização deste estudo, faz-se um breve resumo do planejamento dos experimentos, destacando o objetivo do estudo.

Realizaram-se os experimentos em três etapas, as quais são descritas a seguir.

A primeira etapa foi realizada em modelo reduzido parcial de um vertedouro em degraus, com o objetivo de determinar as características das ondas geradas para diferentes vazões e condições de nível de água a jusante da bacia de dissipação. Para a identificação das características das ondas, consideraram-se no modelo vazões que variaram de 40 l/s a 80 l/s. A vazão máxima e a vazão mínima foram limitadas pela precisão do medidor eletromagnético de vazão e pela vibração do equipamento de medição da variação do nível de água (sondas), ocorridas nas vazões acima de 80 l/s.

Os valores de profundidades a jusante considerados foram equivalentes às alturas lentas para cada vazão, medidos em ensaios no próprio modelo. Os ensaios foram realizados com diferentes níveis de jusante, de modo que gerasse ressalto hidráulico livre e afogado (submergido).

A segunda etapa dos ensaios foi realizada em um canal de ondas, com o objetivo de investigar a ação das ondas sobre as margens de rios a jusante de dissipadores de energia por ressalto hidráulico. As ondas reproduzidas no canal de ondas foram estabelecidas de modo que representassem os parâmetros característicos, período e altura, das ondas obtidas na primeira etapa dos ensaios. Estas ondas incidiram sobre um talude que representou a margem de rio com diferentes inclinações e granulometrias; para que, desta maneira, pudesse ser investigado o processo de estabilidade das margens.

A terceira etapa dos ensaios foi realizada em um tanque de ondas, no qual os ensaios tiveram como objetivo, da mesma forma que o canal de ondas, investigar a ação das ondas sobre as margens de rios a jusante de dissipadores de energia por ressalto hidráulico. Porém, no tanque de ondas foi possível investigar, além da ação das ondas perpendiculares às margens de rios, a ação das ondas de forma oblíqua ao sentido longitudinal dos taludes, os quais representaram as margens de rios.

A seguir são detalhadas as características de cada etapa e os ensaios que foram realizados.

4.2. Instalação e Equipamentos Utilizados nos Experimentos

4.2.1. Ensaios da Primeira Etapa

A primeira etapa dos ensaios realizou-se em um modelo reduzido em escala 1:10, já existente no laboratório (parcial de um vertedouro em degraus). O modelo apresenta 2,45 m de altura, 0,40 m de largura, um canal a jusante com 5 m de comprimento. O vertedouro possui uma inclinação de aproximadamente 53° com a horizontal e ogiva do tipo Creager projetada para uma carga de 0,4 m. A jusante do canal existe uma comporta tipo veneziana vertical e um piezômetro para verificação da profundidade de água. As Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 ilustram o modelo utilizado.

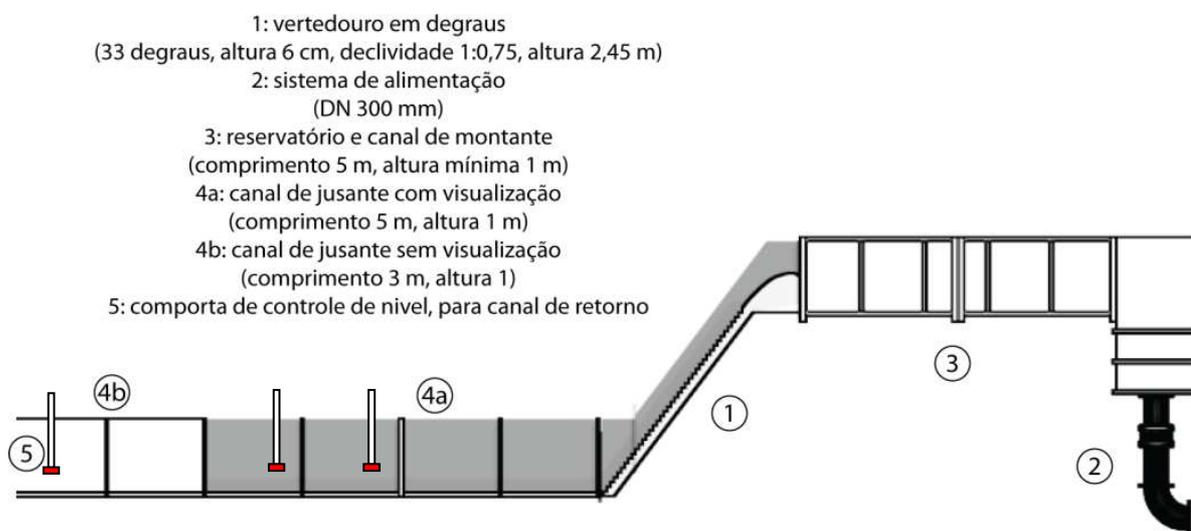


Figura 4.1 – Representação esquemática do modelo utilizado (escoamento da direita para a esquerda). (Adaptado MARQUES *et al.* (2013)).



Figura 4.2 – Modelo reduzido utilizado, seta indicando o sentido do escoamento.

A Figura 4.3 apresenta um esquema da calha do vertedouro.

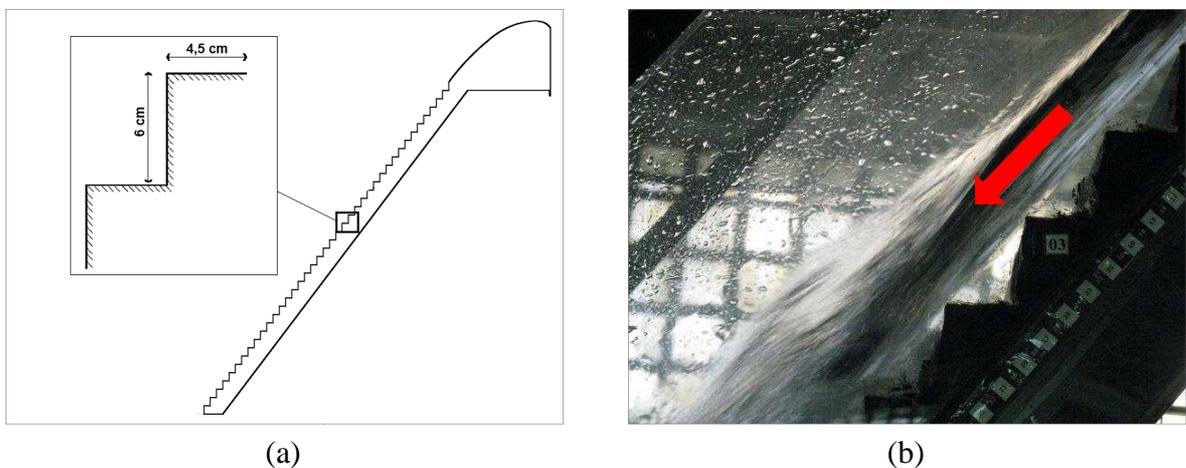


Figura 4.3 – Modelo do vertedouro com calha em degraus: (a) esquema do modelo com degraus de 6 cm de altura e 4,5 cm de largura; (b) vista lateral do modelo com seta indicando o sentido do escoamento. (Fonte: CONTERATO, 2014).

O modelo é abastecido por um reservatório inferior com capacidade de 600 m³, por meio de tubulações de ferro fundido com 300 mm de diâmetro, e por um sistema composto por uma moto-bomba centrífuga com 50 CV de potência, operado por um inversor de frequência para ajuste das vazões simuladas.

Ao longo da bacia de dissipação instalaram-se três sondas, conforme esquema apresentado na Figura 4.2, para a medição da elevação da superfície livre da água. Estas sondas, posicionadas perpendicularmente à direção de propagação das ondas, são do tipo capacitivas, constituídas por duas hastes paralelas de aço inoxidável, conforme Figura 4.4. As sondas e o sistema de condicionamento de sinais utilizados para a medição das ondas são fabricados pelo DHI (Danish Hydraulic Institute). Para a obtenção dos dados, utilizou-se uma placa de aquisição da marca National Instruments, modelo USB 6008, conectada ao amplificador de sinais.



Figura 4.4 – Instalação da sonda sobre a bacia de dissipação.

Para a medição do perfil de velocidade utilizou-se um velocímetro acústico Doppler (ADV) da marca Sontek, modelo Sontek/YSI 16-MHz Micro-ADV. Através do ADV tornou-se possível medir a velocidade da água em três dimensões. O dispositivo envia um feixe de ondas acústicas em uma frequência fixa através de uma sonda transmissora. O feixe de ondas emitido rebate nas partículas que estão em movimento na água, esse rebatimento é capturado por outras três sondas, conforme Figura 4.5.

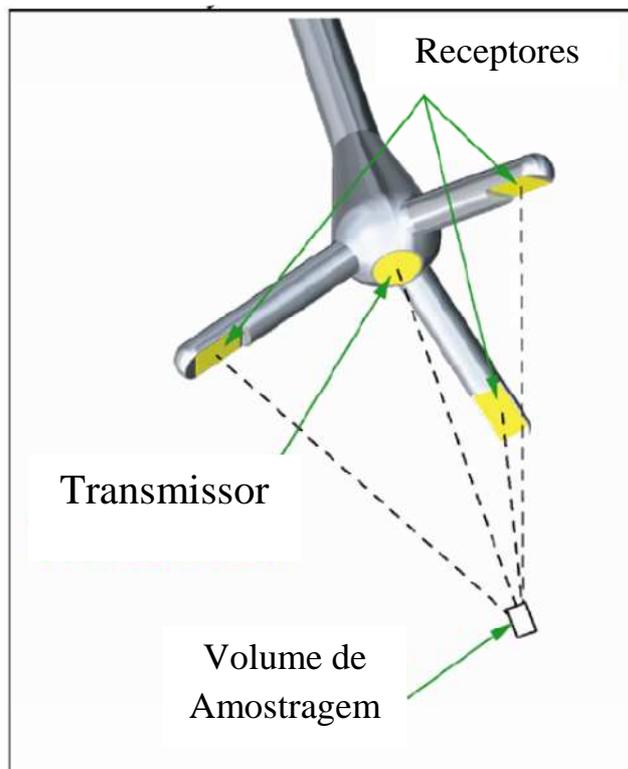


Figura 4.5 – Esquema de sonda ADV – Sontek (Fonte: SONTEK, 2009).

A faixa de velocidades de trabalho utilizada no ADV determina a maior velocidade que pode ser lida pelo aparelho. O ADV utilizado neste estudo possui faixas de velocidades nominais que podem variar de: ± 3 , ± 10 , ± 30 , ± 100 e ± 250 cm/s. Os valores máximos de velocidade dependem da direção do escoamento em relação ao sensor. A Tabela 4.1 apresenta as recomendações da Sontek (SONTEK, 2009).

Tabela 4.1 – Recomendações de faixas de velocidades (SONTEK, 2009).

Faixa de Velocidades	Velocidade Horizontal Máxima	Velocidade Vertical Máxima
± 3 cm/s	± 30 cm/s	± 8 cm/s
± 10 cm/s	± 60 cm/s	± 15 cm/s
± 30 cm/s	± 120 cm/s	± 30 cm/s
± 100 cm/s	± 300 cm/s	± 75 cm/s
± 250 cm/s	± 360 cm/s	± 90 cm/s

4.2.2. Ensaios da Segunda Etapa

A segunda etapa dos ensaios realizou-se em um canal de ondas já existente no laboratório. Antes de funcionar como um canal de ondas, utilizava-se o canal com escoamento contínuo. Atualmente, o canal possui um gerador de ondas em uma de suas extremidades e um perfil artificial em outra. O canal apresenta 43 m de comprimento, de ponta a ponta, 1 m de largura, 1,5 m de altura na sua parte mais profunda, 1,02 m de altura na sua parte mais rasa, um degrau dentro do canal que reduz sua profundidade em 0,47 m e um gerador de ondas instalado em uma de suas extremidades, conforme Figura 4.6. O degrau está situado a 14,4 m de distância do ponto de articulação do bater de ondas. O canal é de alvenaria e revestido com cimento alisado e impermeabilizado.

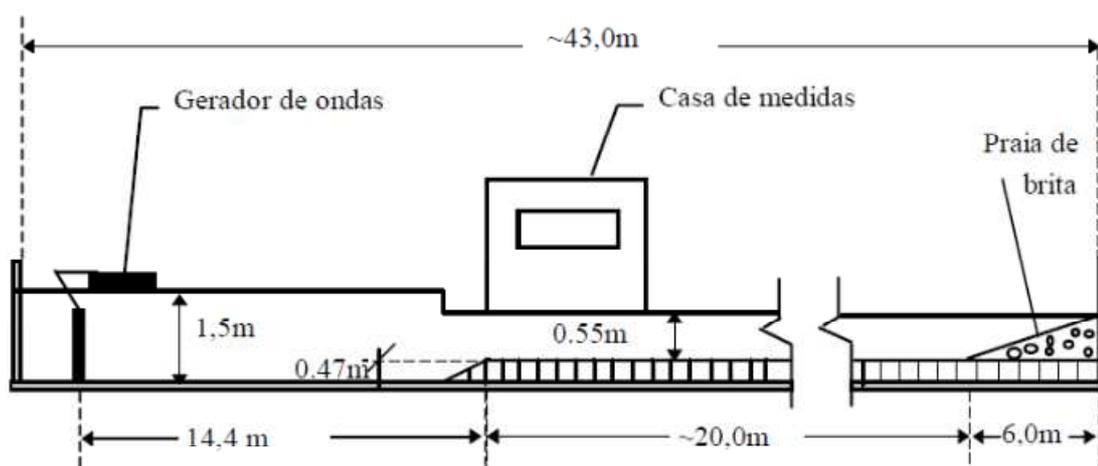


Figura 4.6 – Esquema do canal de ondas do IPH (Fonte: ROSAURO, 2004).

O gerador de ondas que o canal possui é do tipo articulado no fundo, constituído de uma pá plana movimentada por um braço regulável que gira em um eixo, conforme Figura 4.7, acionado por um variador de frequência. Atrás do gerador existe uma área de amortecimento preenchida de material poroso de modo a absorver as ondas geradas na parte

posterior do gerador. A Figura 4.8 apresenta uma foto do gerador de ondas e do variador de frequência.

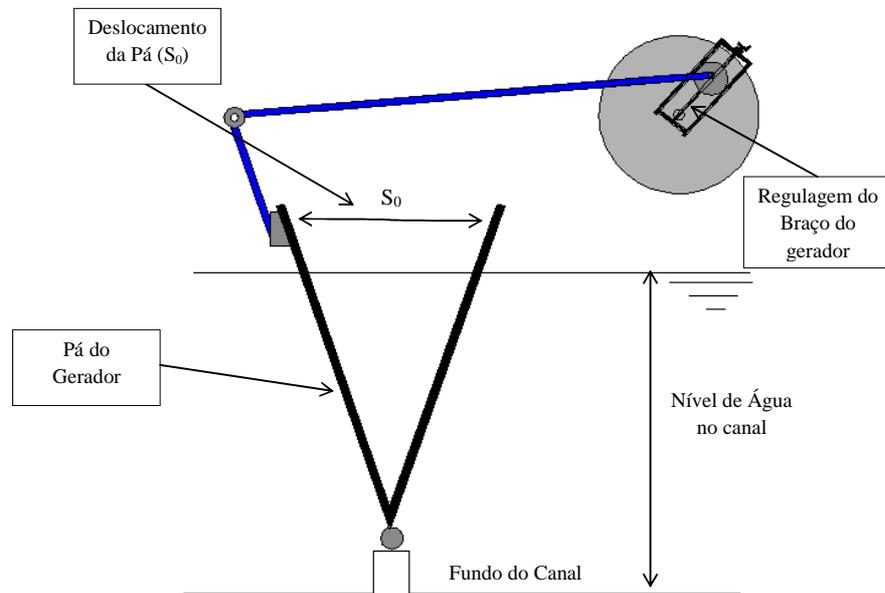


Figura 4.7 – Esquema do gerador de ondas.



Figura 4.8 – Gerador de ondas do canal (a) e variador de frequência (b).

Ao longo do canal instalaram-se três sondas para a medição da variação do nível de água. Suas posições (P_1 , P_2 e P_3) estão demonstradas nas Figuras 4.9 e 4.10. Fixaram-se as três sondas a suportes de madeira e a uma régua milimetrada com mecanismo de ajuste fino de posição. Utilizou-se a sonda localizada na posição P_3 para a determinação de uma configuração entre o braço do batedor, profundidade de água no canal e frequência do motor que melhor representasse as características das ondas desejadas. Juntamente com sonda localizada na posição P_3 , instalaram-se mais duas sondas, em posições P_1 e P_2 .

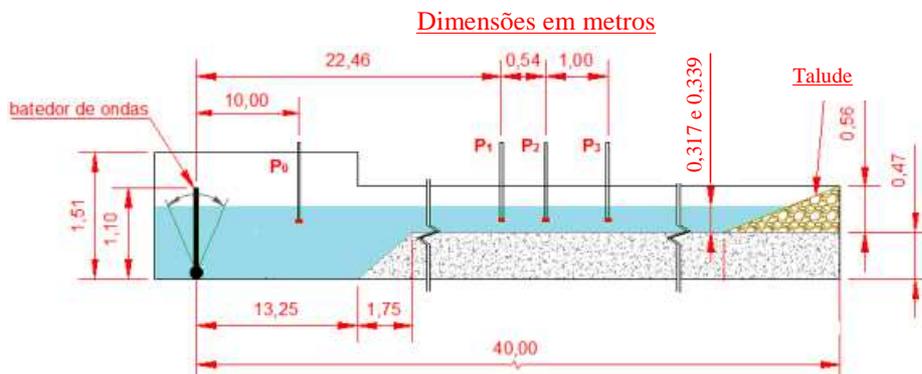


Figura 4.9 – Esquema de posição dos sensores (Fonte: adaptado de CLEMENTE, 2013).



Figura 4.10 - Sondas posicionadas na parte mais rasa do canal.

4.2.3. Ensaios da Terceira Etapa

A terceira etapa dos ensaios realizou-se em um tanque de ondas já existente no laboratório. O referido tanque de simulação de ondas ficou por um longo período de tempo desativado e, em 2011, iniciou-se um processo de revitalizações para deixá-lo apto para os ensaios previstos neste estudo e, também, para o emprego em futuras pesquisas.

O tanque de ondas possui 25 m de comprimento, 15 m de largura e 0,9 m de profundidade, sendo constituído de alvenaria e revestido com cimento alisado e impermeabilizado.

A largura do tanque de ondas excede o comprimento do gerador em aproximadamente 3 metros, ou seja, as pás do gerador apresentam-se distantes de 1,5 m de cada lado das paredes laterais do tanque. Devido a esta diferença de largura entre gerador e as paredes de limitação do tanque de ondas, construiu-se dentro do tanque, um muro de tijolos com o objetivo de proporcionar um melhor direcionamento das ondas e mitigar possíveis efeitos de

reflexão. Na extremidade oposta ao gerador de ondas, construíram-se os taludes de proteção, os quais representaram as margens de rios. A Figura 4.11 apresenta um esquema do tanque de ondas.

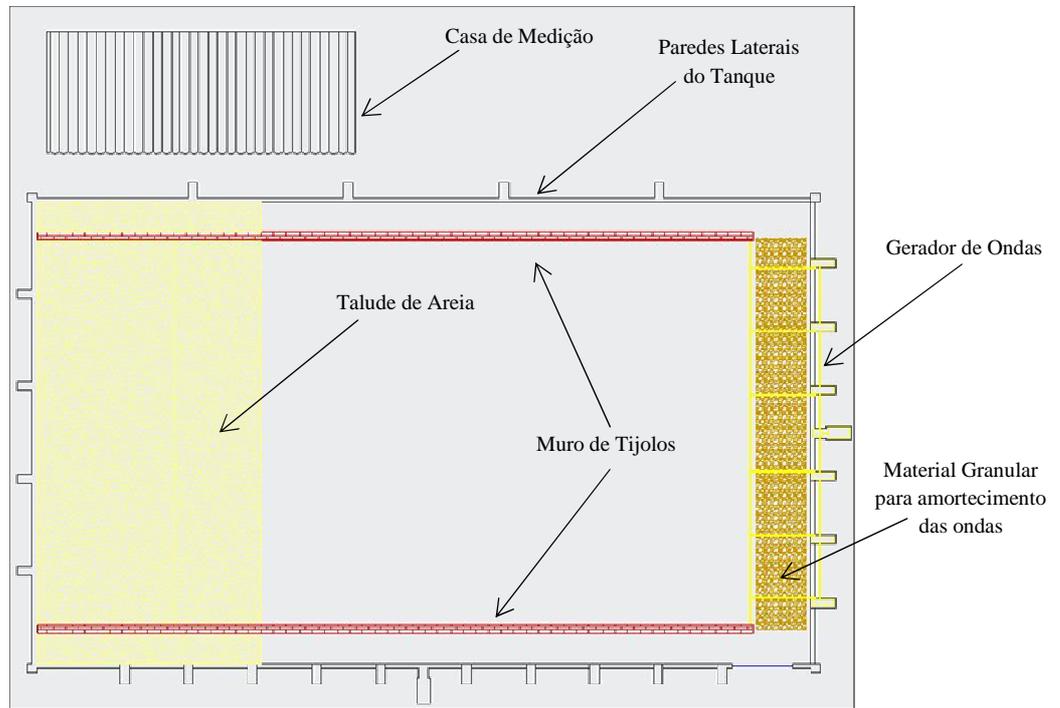


Figura 4.11 - Esquema do tanque de ondas, vista superior.

Dentro do tanque, em uma de suas extremidades encontra-se instalado um gerador de ondas unidirecional articulado ao fundo, constituído por 6 pás planas movimentadas por 6 braços reguláveis que giram em torno de um eixo, acionados por um variador de frequência semelhante ao gerador de ondas do canal de ondas apresentado na Figura 4.7. Preencheu-se a área atrás do das pás do gerador de ondas com material poroso, com o objetivo de absorver as ondas geradas na parte posterior do gerador. A Figura 4.12 apresenta uma foto do gerador de ondas do tanque e do variador de frequência utilizado.



(a)



(b)

Figura 4.12 - Gerador de ondas do tanque (a) e motor com variador de frequência (b).

Com o objetivo de identificar as características das ondas originadas pelo gerador de ondas, instalaram-se ao longo da largura do tanque, três sondas para a medição da variação do nível de água. Posicionaram-se as sondas a uma distância de 3 m entre si e a uma distância de 9 m das pás do gerador.

O posicionamento adotado para as sondas teve como objetivo identificar as características das ondas originadas pelo gerador de ondas ao longo da largura do tanque, em três pontos distintos, conforme Figura 4.14. Determinaram-se suas posições como P_1 , P_2 e P_3 .

Para a medição da corrente no sentido longitudinal ao talude, utilizou-se um velocímetro acústico Doppler (ADV) da marca Sontek, modelo Sontek/YSI 16-MHz Micro-ADV. Realizaram-se as medições de correntes para os taludes com ângulo de incidência de 109° e 120° , de onda sobre o talude de proteção, em apenas uma posição central do talude denominada de $P_{0,5}$, conforme Figura 4.15.

As posições adotadas para as sondas capacitivas e para o ADV estão representadas nas Figuras 4.13 a 4.15.

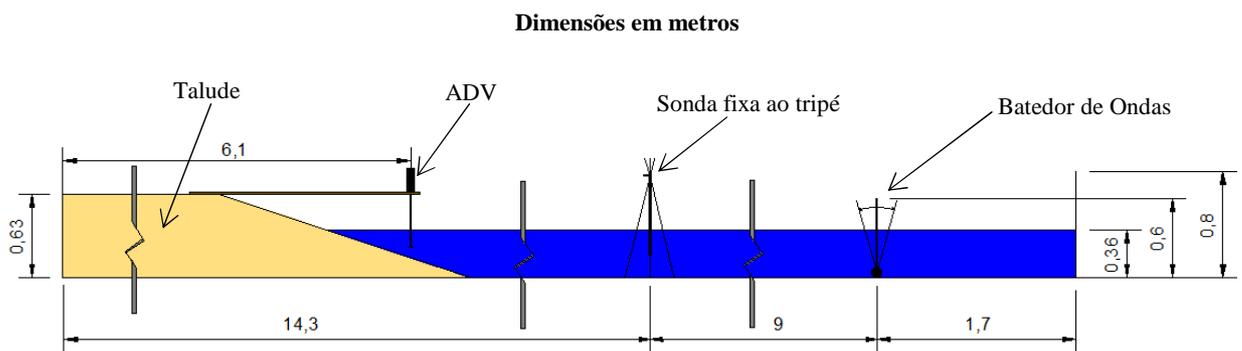


Figura 4.13 - Esquema de posição das sondas e do ADV (vista lateral do tanque de ondas).

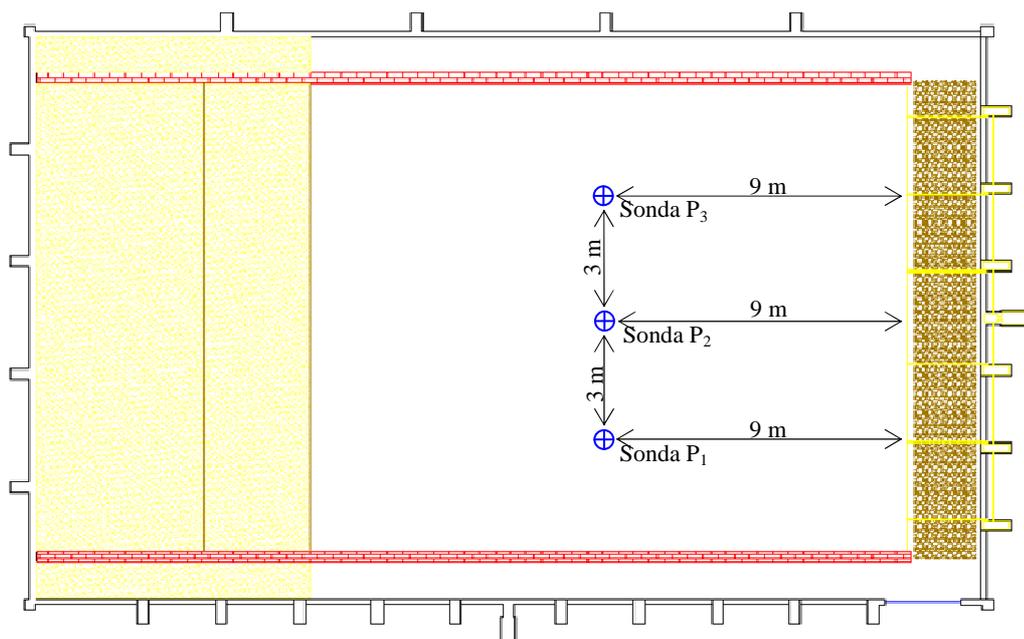


Figura 4.14 - Esquema de posições das sondas para ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude de proteção (vista superior do tanque de ondas).

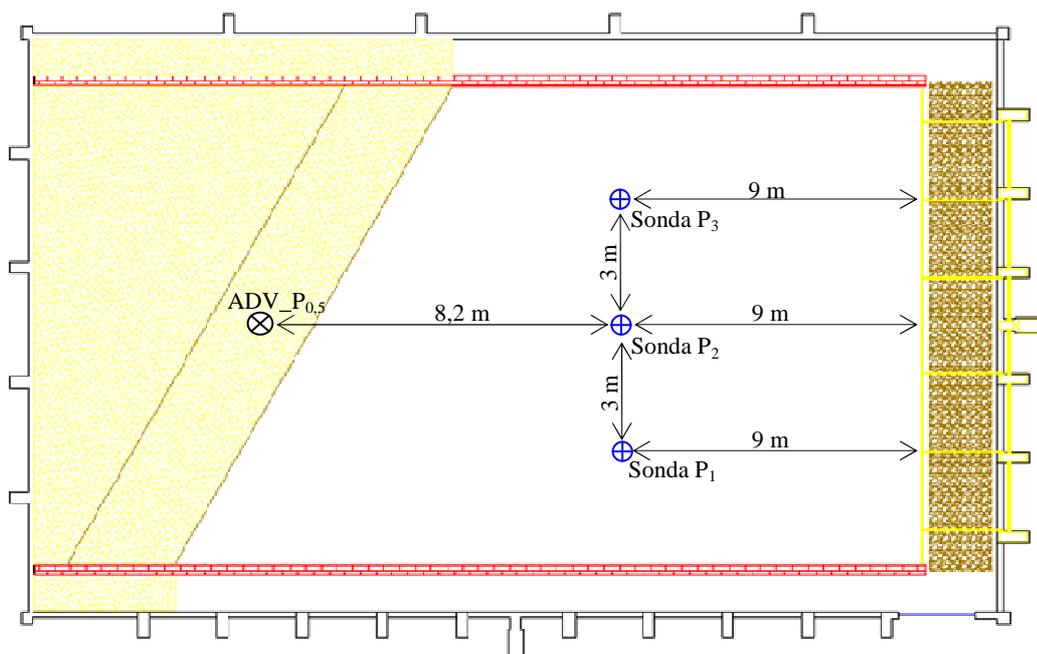


Figura 4.15- Esquema de posições das sondas e do ADV para ângulos de incidência de 109° e 120° das ondas sobre o talude de proteção (vista superior do tanque de ondas).

4.3. Procedimento Experimental

4.3.1. Ensaios da Primeira Etapa

Antes da realização dos ensaios procederam-se alguns testes com o objetivo de definir uma boa configuração dos parâmetros de medição dos equipamentos. Esta avaliação baseou-se na variação dos parâmetros dos testes, verificando a influência nos parâmetros estatísticos, tais como: média, desvio padrão, coeficiente de assimetria e coeficiente de curtose.

A partir destes testes preliminares verificou-se que, para os ensaios no modelo, a frequência de aquisição de 200 Hz e duração do registro de 5 minutos seria a mais adequada para os registros feitos com as sondas.

Após a configuração dos parâmetros de medição realizaram-se os ensaios, sendo sempre o primeiro procedimento experimental o processo de calibração das sondas capacitivas. Para isto, fechou-se o canal a jusante do vertedor em degrau próximo à comporta e preencheu-se este com água até um nível de aproximadamente 317 mm. Adotou-se este nível de água por permitir uma boa variação da posição vertical da sonda, obtendo-se assim uma distância de 2 em 2 cm entre os pontos de medição, de forma a evitar que a sonda ficasse muito próxima à superfície. Após o repouso da superfície livre da água iniciou-se o processo de calibração.

Realizou-se o processo de calibração para as três sondas posicionadas ao longo do canal a jusante do vertedouro em degraus. Fixaram-se as três sondas a suportes de madeira e a

uma régua milimetrada com mecanismo de ajuste fino de posição. Obteve-se o sinal de tensão pelo amplificador a uma taxa de 200 Hz, em cinco elevações diferentes dos suportes das sondas.

A resposta das sondas apresenta-se linear, tornando-se possível obter a relação tensão versus comprimento a partir de uma reta. A Figura 4.16 apresenta uma amostra de uma das calibrações realizadas.

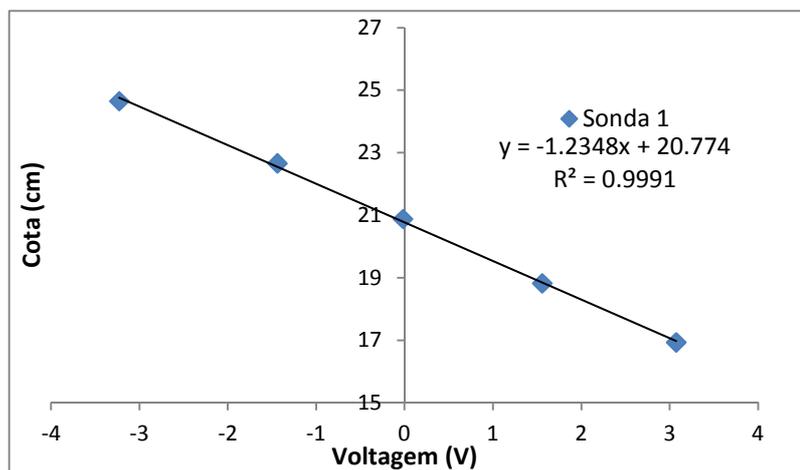


Figura 4.16 – Calibração da Sonda 1 realizada no dia 19.10.2012.

Posteriormente ao processo de calibração das sondas, realizou-se o esvaziamento do canal e iniciou-se o escoamento ao longo do modelo. Controlou-se a vazão no modelo por meio de um medidor eletromagnético incorporado ao sistema de alimentação, e controlou-se o nível de jusante no canal através de uma comporta, o qual foi medido por meio de um piezômetro localizado no final do canal. Após ser atingido um escoamento permanente, iniciou-se o processo de registro da elevação da superfície de água.

Realizaram-se ensaios no modelo com vazões de 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75 e 80 l/s, sendo que, para cada vazão, consideraram-se diferentes coeficientes de submergência. Para o coeficiente de submergência, S , igual a 1, o ressalto hidráulico ocorreu de forma livre, com seu início no pé do vertedouro em degraus, sendo esta condição considerada como referência para os cálculos dos demais coeficientes de submergência.

Para os coeficientes de submergência iguais a 0,8 e 0,9, o ressalto hidráulico ocorreu de forma livre, porém com seu início a jusante do pé do vertedouro em degraus. E, finalmente, para os coeficientes de submergência iguais a 1,1 e 1,2, o ressalto hidráulico ocorreu de forma submergida (afogada), com o seu início sobre o paramento do vertedouro em degraus.

Com o objetivo de identificar as características das ondas a jusante do ressalto hidráulico, instalou-se uma sonda ao final do ressalto hidráulico para cada condição ensaiada, em uma região onde não houvesse a presença de bolhas que pudessem interferir nas medições. Identificou-se o final do ressalto hidráulico através da equação 3.41, apresentada no item 3.2.5, a qual determina o comprimento do ressalto hidráulico, como:

$$L_j = 8,5 \cdot (Y_2 - Y_1) \quad (4.1)$$

Onde: L_j é o comprimento do ressalto hidráulico, Y_2 altura conjugada lenta e Y_1 altura conjugada rápida.

Obtiveram-se as características das ondas determinadas para esta posição pelas medições realizadas pela sonda denominada como 1ª sonda.

Ao longo do canal também instalaram-se mais duas sondas com o objetivo de identificar o comportamento das ondas ao longo do canal. Uma sonda sempre a uma distância fixa da 1ª sonda, chamada de 2ª sonda, e outra sempre junto ao piezômetro chamada de 3ª sonda. A Figura 4.1 apresenta um esquema do posicionamento destas sondas.

Sempre se variaram as posições da primeira e da segunda, de acordo com o comprimento do ressalto. A terceira sonda teve sua posição sempre fixa, independentemente do comprimento do ressalto.

Para as vazões de 40, 60 e 80 l/s, realizaram-se as medições nas três sondas, simultaneamente. Para as demais vazões, realizaram-se as medições apenas pela 1ª sonda, localizada ao final do ressalto hidráulico. Na Tabela 4.2 são apresentados os posicionamentos das referidas sondas, juntamente com as características dos ensaios realizados.

Tabela 4.2: Parâmetros do escoamento e posições das sondas de nível nos ensaios realizados, medidas em metros, a partir do pé do vertedouro em degraus.

Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=217mm	S=0,9 d2=234mm	S=1,0 d2=265mm	S=1,1 Tw=289mm	S=1,2 Tw=317mm
40	1 ^a	5.90	-	3,05	3,21	3,30
	2 ^a	-	-	4,05	4,21	4,30
	3 ^a	-	-	6,56	6,56	6,56
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=242mm	S=0,9 d2=265mm	S=1,0 d2=289mm	S=1,1 Tw=318mm	S=1,2 Tw=348mm
45	1 ^a	5.90	4.65	3.41	3.44	3.48
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=242mm	S=0,9 d2=265mm	S=1,0 d2=302mm	S=1,1 Tw=333mm	S=1,2 Tw=361mm
50	1 ^a	-	5.90	3.51	3.67	3.75
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=256mm	S=0,9 d2=283mm	S=1,0 d2=320mm	S=1,1 Tw=352mm	S=1,2 Tw=383mm
55	1 ^a	-	5.90	3.88	3.90	4.02
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=271mm	S=0,9 d2=304mm d2=320mm	S=1,0 d2=339mm	S=1,1 Tw=375mm	S=1,2 Tw=408mm
60	1 ^a	-	5.90 - 5.03	4,17	4,12	4,29
	2 ^a	-	-	5,17	5,12	5,29
	3 ^a	-	-	6,56	6,56	6,56
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=283mm	S=0,9 d2=320mm	S=1,0 d2=354mm	S=1,1 Tw=389mm	S=1,2 Tw=425mm
65	1 ^a	-	5.90	4.30	4.30	4.41
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=298mm	S=0,9 d2=337mm	S=1,0 d2=372mm	S=1,1 Tw=409mm	S=1,2 Tw=446mm
70	1 ^a	-	5.90	4.45	4.45	4.52
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=311mm	S=0,9 d2=358mm d2=372mm	S=1,0 d2=389mm	S=1,1 Tw=428mm	S=1,2 Tw=467mm
75	1 ^a	-	5.90 - 5.20	4.59	4.62	4.63
Q (l/s)	Sonda	S=0,8 d2=327mm	S=0,9 d2=372mm	S=1,0 d2=409mm	S=1,1 Tw=449mm	S=1,2 Tw=490mm
80	1 ^a	-	5.90	4,76	4,78	4,74
	2 ^a	-	-	5,76	5,78	5,74
	3 ^a	-	-	6,56	6,56	6,56

$S = T_w/d_2 =$ submergência do ressalto hidráulico; $d_2 =$ profundidade conjugada lenta do ressalto hidráulico; $T_w =$ profundidade medida junto ao piezômetro.

Para cada uma das condições de escoamento apresentadas na Tabela 4.2 registraram-se três repetições dos ensaios, denominadas testes T_1 , T_2 e T_3 , e a partir destes registros obtiveram-se os períodos e alturas de onda. Obtiveram-se os períodos e alturas das ondas através de análise temporal (domínio do tempo) e espectral (domínio da frequência), visando identificar variações e diferenças entre estes parâmetros para a seleção dos períodos e alturas de ondas para sua reprodução na continuidade da pesquisa em canal de ondas e tanque de ondas.

Através da análise temporal, para cada um dos registros obtidos determinaram-se os períodos máximo ($T_{máx}$), significativo (T_s) e médio ($T_{médio}$) das ondas, além da altura significativa (H_s). Para isto, adotou-se o critério de definição de onda do “zero ascendente”,

não sendo considerado nenhum número específico de pontos antes ou depois do nível médio para identificação de alturas de ondas individuais. O motivo pelo qual se realizou esta desconsideração deve-se ao fato de estar sendo avaliada apenas a média da terça parte das ondas com maior altura registrada, não sendo consideradas pequenas ondas que por ventura venham ter no sinal.

Na análise espectral, utilizou-se a técnica de estimativa da função de densidade espectral proposta por Welch e janela de Hanning, com tamanho aproximado de 1/16 do tamanho da amostra. Não se realizou filtragem dos dados medidos para permitir a identificação de eventuais efeitos de mais alta frequência.

Através da análise espectral, para cada um dos registros obtidos determinaram-se o período de pico (T_p) e a altura $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$, sendo m_0 a área sob o gráfico da função de densidade espectral e o período de pico correspondente à máxima energia do espectro calculado.

Por meio da identificação dos períodos característicos das ondas a jusante de ressalto hidráulico, verificou-se a relação entre a frequência dos vórtices formados na região do rolo do ressalto, através da Equação 3.53, apresentada por Mok (2004), com a frequência das ondas obtidas a jusante do ressalto hidráulico livre, como:

$$freq = \frac{U_1}{2L_r} \quad (4.2)$$

Onde: $freq$ é a frequência de formação de vórtices na região do rolo, U_1 é a velocidade de entrada do ressalto hidráulico e L_r é o comprimento do rolo obtido pela Equação 3.52, como:

$$L_r = 6,0 \cdot (Y_2 - Y_1) \quad (4.3)$$

Onde L_r é o comprimento do rolo, Y_2 altura conjugada lenta e Y_1 altura conjugada rápida.

Realizaram-se as medições de velocidades médias do escoamento através do anemômetro acústico doppler (ADV), para as vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s em condições de ressalto hidráulico livre e submerso. Realizaram-se as medições em três direções (x, y e z) em várias posições ao longo da profundidade a jusante do ressalto hidráulico. As posições adotadas para cada uma das condições de escoamento tiveram como objetivo a identificação do comportamento do perfil de velocidade para uma mesma posição relativa ao ressalto hidráulico, posição esta semelhante à posição referente à 1ª sonda.

Realizaram-se medições com o ADV para uma frequência de aquisição igual a 20 Hz, coletando-se amostras de duração igual ou maior que 5 minutos, na faixa de trabalho do ADV entre -100 cm/s e +100 cm/s.

A Figura 4.17, a seguir, esquematiza a posição do ADV na bacia de dissipação e indica os sentidos positivos das componentes de velocidades medidas pelo ADV.

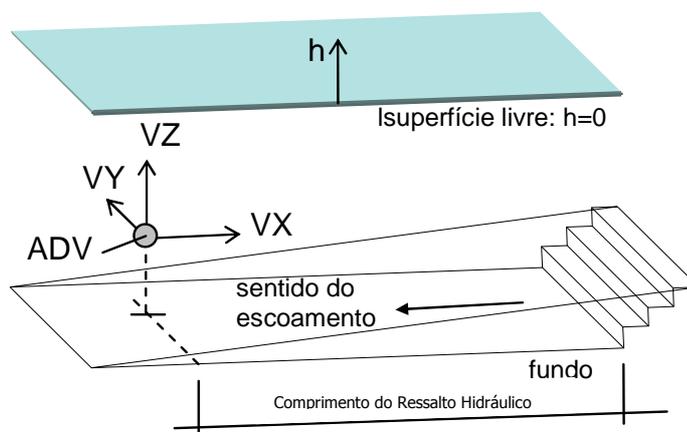


Figura 4.17 - Posição do ADV e sentidos do escoamento, de h positivo nos gráficos dos perfis de velocidades e das componentes positivas de velocidades medidas pelo ADV.

Calculou-se a profundidade relativa das ondas através da relação d/L , em que d é a profundidade a jusante do ressalto hidráulico e L o comprimento de onda. Calculou-se a profundidade a jusante do ressalto hidráulico através da média dos três valores de profundidades considerados para cada vazão. Obteve-se o comprimento de onda de acordo com a presença de vorticidade do escoamento, obtido através dos perfis de velocidades medidos pelo ADV.

Para os casos em que a vorticidade do escoamento apresentou-se nula, determinou-se o comprimento de onda pela equação da dispersão, conforme Equação 3.79, como:

$$(\omega - kU_0)^2 = gk \tanh kh \quad (4.4)$$

Onde: ω é a frequência angular da onda, k é o número de onda, U_0 é a velocidade média do escoamento, g a aceleração da gravidade e h a profundidade.

Para os casos onde a vorticidade do escoamento apresentou-se constante, realizou-se a determinação do comprimento de onda através da Equação 3.80, como:

$$(\omega - kU_s)^2 = \{gk - \Omega_0[\omega - kU_s]\} \tanh kh \quad (4.5)$$

Onde: U_s é a velocidade na superfície ($z = 0$) e Ω_0 é a vorticidade do escoamento definida através da Equação 3.81, como:

$$U_s = U_0 + \Omega_0 h \quad (4.6)$$

A velocidade de propagação da onda, ou seja, a velocidade em que a onda se desloca ao longo do canal é chamada de celeridade da onda. Determinou-se a celeridade da onda de duas maneiras, para as vazões de 40, 60 e 80 l/s e condições de ressalto hidráulico livre e submergido.

Primeiramente, determinou-se a celeridade pela obtenção do tempo médio em que a onda se propagou entre duas posições de medições consecutivas predefinidas, ou seja, medições realizadas entre a 1ª e a 2ª sonda. Determinou-se este tempo médio através do maior valor obtido para o coeficiente de correlação com os valores registrados entre as referidas sondas. Denominou-se como celeridade observada a celeridade da onda obtida por este procedimento.

O segundo procedimento utilizado para a determinação da celeridade da onda deu-se através da relação L/T , ou seja, relação entre o comprimento de onda e o período da onda. A celeridade da onda obtida através deste procedimento denominou-se como celeridade teórica, e obtida para os períodos significativos, de pico e médio.

Realizou-se o cálculo da profundidade relativa através das relações d_2/L , para a condição de ressalto hidráulico livre, e T_w/L , para a condição de ressalto hidráulico submerso, sendo d_2 e T_w as profundidades a jusante do ressalto hidráulico e L o comprimento de onda. A determinação da profundidade relativa teve o objetivo de verificar a existência de interferência do fundo do canal nas características das ondas.

4.3.2 Ensaios da Segunda Etapa

Os ensaios no canal de onda iniciaram-se sempre pelo processo de calibração das sondas. Para o procedimento de calibração das sondas, primeiramente preencheu-se o canal com água a um nível de 31,7 cm na parte rasa do canal onde se encontravam as sondas, e de 78,7 cm na parte mais profunda. O procedimento de calibração ocorreu de maneira semelhante à descrita no item 4.3.1, sendo realizado para as quatro sondas.

Após o procedimento de calibração das sondas, realizaram-se vários testes no canal, objetivando a elaboração da curva de eficiência do batedor de ondas, ou seja, a curva representativa da relação existente entre o movimento do gerador e as características da onda gerada. Realizaram-se estes testes para diferentes configurações de profundidades e regulagens da pá, conforme Figura 4.18, e velocidades do batedor de ondas. Variou-se a regulagem do comprimento do braço do batedor de 5 cm a 20 cm, a frequência de 39 Hz a 71 Hz, e a profundidade de água no canal de 26,5 cm a 40,8 cm, referente à parte mais rasa do canal. Ao todo se realizaram 90 configurações de ensaios, diferentes entre si, para a elaboração da curva de eficiência do gerador.



Figura 4.18 – Regulagem do braço do bater de ondas.

Para a elaboração da curva de eficiência do gerador obteve-se um tempo de aquisição de dados de 180 segundos para cada teste, ligando-se, simultaneamente, o gerador de ondas e a gravação dos registros. Aos 150 segundos de ensaio desligou-se o gerador de ondas e registraram-se dados por mais 30 segundos. Trabalhou-se com uma frequência de aquisição de 50 Hz. Entre cada ensaio aguardou-se um tempo de 5 minutos para a tranquilização da agitação do canal.

Elaborou-se a curva de eficiência do gerador com base nos registros obtidos da sonda localizada na posição P_3 , conforme Figura 4.9, através da determinação das alturas de ondas e dos períodos, calculados por análise temporal, considerando o método de zero-ascendente. Considerou-se a localização P_3 para a elaboração da curva de eficiência do gerador, por ser a posição de medição mais próxima ao talude construído em uma das extremidades do canal.

Após a elaboração da curva de eficiência do gerador de ondas, realizou-se uma verificação de compatibilização entre as características das ondas possíveis de serem reproduzidas no canal, através da curva de eficiência do gerador, e a reprodução das ondas resultantes dos ensaios realizados na primeira etapa. É importante ressaltar que somente verificaram-se as características das ondas obtidas na 1ª sonda do modelo reduzido do vertedouro em degraus para a reprodução no canal de ondas, pelo motivo desta estar mais próxima ao ressalto hidráulico. As características das ondas consideradas da referida sonda para a reprodução no canal de ondas corresponderam à altura significativa (H_s) e ao período significativo (T_s), obtidos através de análise temporal por zero-ascendente. Estas características resultantes para cada vazão 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s denominaram-se de ondas A, B e C, respectivamente, nesta segunda etapa do estudo.

Realizaram-se as relações de transferência das grandezas entre modelo, protótipo e canal de ondas através do critério de semelhança de Froude, conforme item 3.10.2.1 e redução geométrica sem distorção. As equações a seguir estabelecem estas relações:

$$\frac{H_m}{H_p} = \lambda \quad (4.7)$$

$$\frac{T_m}{T_p} = \lambda^{0,5} \quad (4.8)$$

Onde: H_m é a altura da onda no modelo; H_p é a altura da onda no protótipo; T_m é o período da onda no modelo; T_p é o período da onda no protótipo e λ é a razão entre as escalas geométricas do modelo e do protótipo.

Brighetti e Martins (2001) apresentaram diversos métodos para o dimensionamento de proteção de margens contra a ação das ondas, métodos estes elaborados por diferentes autores, como apresentado no item 3.7.1.

Neste estudo, para o dimensionamento do material de proteção de margens contra a ação das ondas, considerou-se o método proposto por Brighetti e Martins (2001), descrito no item 3.7.1.3, e o proposto por Hudson (*apud*. Brighetti e Martins, 2001), descrito no item 3.7.1.4. Embora estes métodos não sejam específicos para o dimensionamento de proteção de margens contra a ação das ondas geradas a jusante de vertedouros, foram considerados por apresentarem-se mais adequados ao estudo.

O método proposto por Brighetti e Martins (2001) é indicado para rios que possuem leitos com base impermeável, onde o diâmetro característico do material de proteção (D_{50}) pode ser estimado conforme Equação 3.89, como:

$$D \geq \frac{\beta'}{\Delta} \cdot \frac{H}{(\cos\alpha - \text{sen}\alpha)} \quad (4.9)$$

Onde: D é o diâmetro característico do material (D_{50}); β' é um parâmetro característico do material da margem ($0,25 \leq \beta' \leq 0,45$); H (m) é a altura de onda; α é o ângulo de inclinação da margem e $\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$ a relação entre o peso específico do material e da água.

Para este método calcularam-se seis valores de diâmetro mínimo característicos para o material de proteção, ou seja, para cada onda característica (A, B e C) calcularam-se os diâmetros mínimos para duas inclinações de margem. Consideraram-se as inclinações das margens de 1(V):2(H) e 1(V):3(H), conforme recomendações apresentadas no item 3.6.3. Considerou-se o peso específico do material igual ao da areia média úmida, pelo motivo de ser um tipo de material encontrado em margens de rios, como por exemplo, as várzeas dos rios que estão situados na depressão central do Rio Grande do Sul. Para o parâmetro característico do material (β') considerou-se um valor médio igual a 0,35.

O método proposto por Hudson (*apud*. Brighetti e Martins, 2001) é indicado para rios que possuem leitos com base permeável, onde primeiramente é estimado o peso do material granular para a proteção da margem em função da altura da onda e da inclinação da margem, conforme Equação 3.90, como:

$$P = \frac{\gamma_s \cdot H^3}{K_d \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)^3 \cotg\alpha} \quad (4.10)$$

Onde: P é o peso do material granular, Kd é o tipo de ação da onda, γ_s é o peso específico do material, γ é o peso específico da água e α é a inclinação da margem.

Após a determinação do peso do material granular, estimou-se o diâmetro do material pela Equação 3.91 proposta pelo autor, como:

$$D = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot P}{\pi \cdot \gamma_s}} \quad (4.11)$$

Onde: D é o diâmetro do material.

Para este método proposto por Hudson (*apud*. Brighetti e Martins, 2001) calcularam-se 9 valores de diâmetros característicos para o material de proteção, ou seja, para cada onda característica (A, B e C) calcularam-se os diâmetros mínimos para três inclinações de margem. Para o cálculo, consideraram-se as inclinações das margens de 1(V):1(H), 1(V):2(H) e 1(V):3(H), conforme recomendações apresentadas no item 3.7.3. Considerou-se o peso específico do material igual ao da areia média úmida, pelo mesmo motivo abordado no método anterior. Para o parâmetro Kd adotou-se um valor médio igual 3 para ondas do tipo sem arrebentação.

Após a determinação dos diâmetros mínimos, através dos métodos descritos acima, selecionou-se o menor diâmetro, por este apresentar a pior situação entre os demais.

A próxima etapa consistiu na seleção do material que seria utilizado para a representação da margem no canal de ondas. Primeiramente, estimou-se o tamanho do diâmetro mínimo necessário para a construção do talude no canal de ondas que representasse o diâmetro mínimo obtido para o protótipo. Realizou-se esta estimativa considerando a mesma escala de redução geométrica adotada para a representação das ondas no canal. Utilizaram-se três tipos de materiais, denominados de brita G, brita P e areia, determinando-se o diâmetro médio (D_{50}), através de ensaio granulométrico, para cada um destes.

Feita a caracterização do tipo de material que seria utilizado para a representação de margens construíram-se taludes em uma das extremidades do canal. Para cada um dos materiais consideraram-se as inclinações de 1(V):3(H), 1(V):2(H) e 1(V):1(H). Lavaram-se os materiais, antes de serem colocados no canal de ondas, conforme Figura 4.19, com a

finalidade de impedir a suspensão do material fino, dificultando, deste modo, a visualização da ação das ondas no talude.



Figura 4.19 – Processo de lavagem dos materiais.

Preparou-se o talude constituído de brita G da seguinte maneira:

- lançamento das britas dentro do canal de modo que permanecessem na inclinação desejada (brita sem pintura);
- pintura de algumas britas com tinta branca fora do canal (Figura 4.20);
- lançamento das britas pintadas de branco, sobre o talude dentro do canal, para a formação de uma superfície de referência e contraste visual no talude (Figura 4.21);
- marcação de listras longitudinais no talude com tinta vermelha (Figura 4.22);
- marcação de listras transversais no talude com tinta azul (Figura 4.23).



Figura 4.20 – Pintura da brita G com tinta branca para formação de uma superfície de referência e contraste visual no talude.



Figura 4.21 – Lançamento da brita G branca sobre o talude sem compactação.



Figura 4.22 – Marcação das listras longitudinais no talude com tinta vermelha.



Figura 4.23 – Marcação das listras transversais no talude com tinta azul.

Os taludes constituídos com brita P e areia não foram preparados com as faixas de pintura, para evitar efeito de aglutinação dos grãos capaz de modificar resultados de ação erosiva das ondas. Todos os materiais foram lançados e nivelados dentro do canal sem que fossem compactados. As Figuras 4.24 a 4.26 apresentam os taludes constituídos com brita G, brita P e areia, respectivamente.



Figura 4.24 – Talude constituído de brita G.



Figura 4.25 – Talude constituído de brita P.



Figura 4.26 – Talude constituído de areia.

Durante os ensaios observou-se e descreveu-se o progresso da conformação do talude, inicialmente sem deformação, devido à ação das ondas.

Os ensaios típicos foram compostos por:

- 10 conjuntos de, aproximadamente, 100 ondas cada, contadas desde o início do processo de geração. Ao final de cada conjunto observaram-se eventuais movimentações de material em caráter permanente ou não. Denominaram-se estes conjuntos como testes de T_1 a T_{10} .

- após os 10 conjuntos de ondas, o talude foi submetido a um último teste de, aproximadamente, 1000 ondas. Durante todo o teste observou-se a ocorrência, ou não, de movimentação do material. Denominou-se este teste de T_{11} .

Considerou-se a ação das ondas sobre os taludes cumulativamente, ou seja, não houve qualquer alteração na conformação dos taludes em cada conjunto de testes, desde o teste T_1 ao T_{11} .

Ao final de cada conjunto de testes, realizaram-se levantamentos topo-altimétricos do talude, a fim de avaliar os efeitos das ondas sobre a seção.

O levantamento topo-altimétrico procedeu-se através de medições manuais de uma seção longitudinal localizada no centro do talude. Este levantamento consistiu, primeiramente, na colocação de um barbante horizontalmente paralelo ao fundo do canal sobre a parte

superior do talude, após, realizaram-se as medições por meio de uma trena, na vertical a cada 10 cm no sentido longitudinal. A Figura 4.27 apresenta um esquema desta forma de medição.

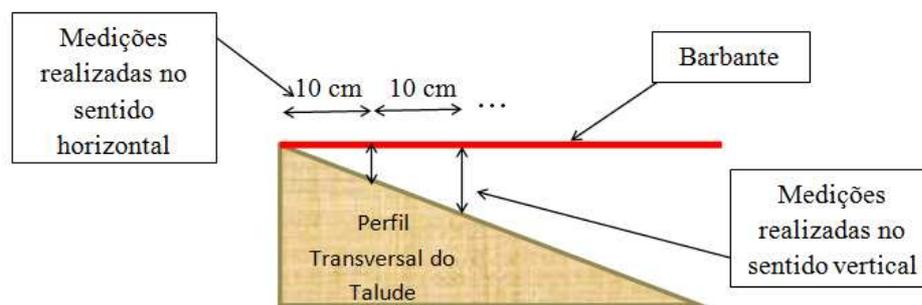


Figura 4.27 – Esquema do levantamento manual topo-almétrico.

Neste estudo, os modelos de perfis de equilíbrio utilizados para aplicação aos taludes reproduzidos nesta etapa, foram os propostos por Dean (1977) e por Turker e Kabdasli (2006), ambos descritos no item 3.9. Embora estes modelos não sejam específicos para os perfis de margens de rios, foram considerados para a verificação de seus ajustes aos resultados experimentais.

O modelo proposto por Dean (1977), elaborado através da avaliação de 504 perfis de praia ao longo da costa americana, representa o perfil de equilíbrio através da Equação 3.104 descrita no item 3.9, como:

$$h = Ax^m \quad (4.12)$$

Onde: h é a profundidade de água; A é o parâmetro de forma, x é a distância horizontal e m expoente da equação considerado igual a $2/3$ pelo referido autor.

A determinação do parâmetro de forma (A) realizou-se através do gráfico apresentado na figura 3.50, utilizando-se o diâmetro médio (D_{50}) do material de proteção empregado nos taludes, e a velocidade de queda do sedimento.

O modelo proposto por Turker e Kabdasli (2006) determina os perfis de equilíbrio, da mesma forma como o modelo de Dean (1977), através da Equação 3.104 descrita no item 3.9, porém, acrescenta o efeito do período e da altura das ondas na determinação do parâmetro de forma, A , conforme Equação 3.115 descrita no item 3.9, sendo:

$$A = \frac{a_1}{(k^2 X_L)^{2/3}} \left[\frac{3}{5} H_b^2 h_b^{-1/2} + \Gamma^2 h_b^{3/2} \right]^{2/3} \quad (4.13)$$

Onde: a_1 é o coeficiente de proporcionalidade considerado igual a 3,285, k é a razão entre a altura da onda e a profundidade de arrebentação das ondas, H_b é a altura da onda na arrebentação, h_b é a profundidade na arrebentação, Γ é a constante de decaimento da onda considerada igual a 0,4 e X_L é a distância média percorrida pelas partículas de sedimentos, definida como:

$$X_L = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g^{3/2} \left([H_b^2 h_b^{1/2} - \Gamma^2 h_b^{5/2}] \frac{1}{h_b} \frac{T^*}{T} - [H_b^2 h_b^{-1/2} + \frac{5}{3} \Gamma^2 h_b^{3/2}] \right)}{V_{bar} (\gamma_s - \gamma_w) \cos \beta (\tan \phi - \tan \beta) \frac{1}{T^*} \frac{1}{h_b}}} \quad (4.14)$$

Onde: ρ é a densidade da água, g é a aceleração da gravidade, T^* é o período fictício que representa o intervalo de tempo para o início do movimento incipiente do sedimento, determinado pela Equação 4.15, T é o período da onda, β é o ângulo de inclinação do talude, ϕ é o ângulo de repouso do sedimento, γ_s é a massa específica do sedimento, γ é a massa específica da água e V_{bar} é o volume de sedimento depositado, obtido pela Equação 4.16.

$$\frac{T^*}{T} = 0,9571 \left(1,89 + \frac{H_0}{wT} \right) + 0,1286 \quad (4.15)$$

$$\frac{V_{bar}}{d_{50}^2} = 0,430 \left(\frac{H_0}{d_{50}} \right)^{2,25} \left(\frac{H_0}{wT} \right)^{0,015} \quad (4.16)$$

Onde: H_0 é a altura da onda, w é a velocidade de queda do sedimento e d_{50} é o diâmetro médio do sedimento.

4.3.3 Ensaios da Terceira Etapa

Os ensaios realizados no tanque de ondas tiveram inicialmente o mesmo procedimento apresentado para os ensaios da segunda etapa, ou seja, iniciaram-se sempre pelo processo de calibração das três sondas, conforme procedimento descrito no item 4.3.1. Para isto, necessitou-se, primeiramente, preencher o tanque com água até um nível de 36 cm, fixar as sondas a suportes de metal e a uma régua milimetrada com mecanismo de ajuste fino de posição, posicionados próximos a uma das paredes laterais do tanque, conforme Figura 4.28.

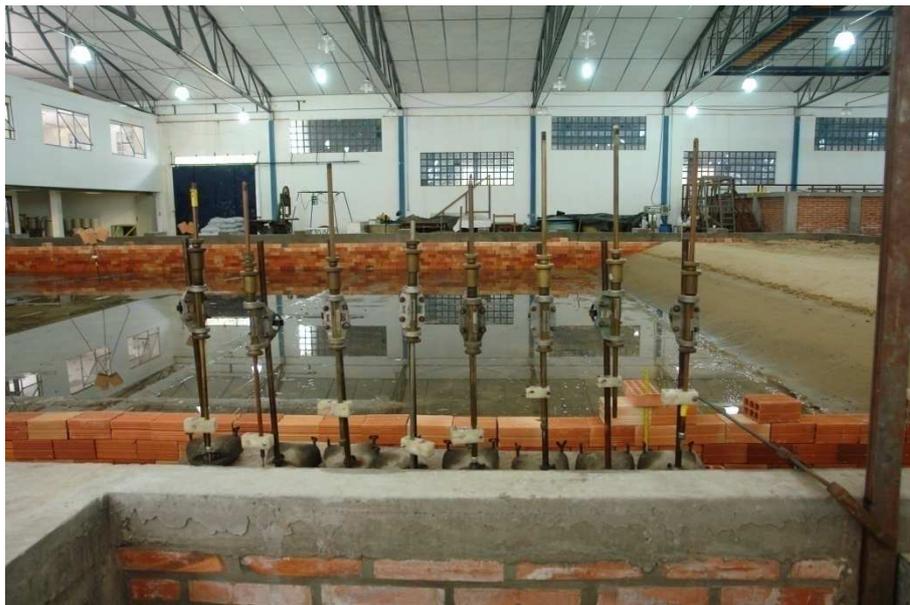


Figura 4.28 - Suportes utilizados para calibração das sondas de medição da variação do nível de água.

Após fixação das sondas e tranquilização da superfície livre da água, adquiriram-se sinais de tensão pelo amplificador a uma taxa de 200 Hz, em cinco elevações diferentes dos suportes das sondas, conforme Figura 4.29.



Figura 4.29 - Variação da elevação dos suportes de fixação das sondas para o processo de calibração.

Com o término do processo de calibração, fixaram-se as sondas a tripés posicionados (Figura 4.30) e niveladas (Figura 4.31), ao longo do tanque de ondas, conforme posições demonstradas na Figura 4.14.



Figura 4.30 - Fixação das sondas a tripés posicionados ao longo do tanque de ondas.



Figura 4.31 - Nivelamento das sondas capacitivas.

Os primeiros testes realizados no tanque de ondas tiveram como objetivo a elaboração da curva de eficiência do batedor de ondas, juntamente com a verificação do comportamento da onda ao longo do tanque. Realizaram-se estes testes para diferentes regulagens do braço e velocidades das pás do gerador de ondas. Variou-se a regulagem do comprimento do braço de 3 cm a 9 cm, e o intervalo de frequência do motor responsável pelo movimento das pás de 20 Hz a 60 Hz. A profundidade de água dentro do tanque permaneceu sempre igual a 36 cm.

Realizaram-se os testes para obtenção da curva de eficiência do gerador de ondas para um tempo de aquisição total de 180 segundos, para cada teste. Obtiveram-se os registros simultaneamente com o acionamento do gerador de ondas. Após 150 segundos desacionou-se o gerador de ondas e continuou-se o processo de registro por mais 30 segundos. A frequência de aquisição foi de 50 Hz e o tempo de espera entre um teste e outro foi de 10 minutos, para a tranquilização da agitação da água.

Elaborou-se a curva de eficiência do gerador de ondas para as sondas localizadas nas posições P_1 , P_2 e P_3 , conforme Figura 4.14, por meio da determinação das alturas de ondas e dos períodos, calculados por análise temporal, considerando o método de zero-ascendente.

Após a determinação da curva de eficiência do gerador de ondas, verificou-se a compatibilização entre as características das ondas reproduzidas pelo tanque de ondas, através das curvas de eficiência do gerador de ondas, e as ondas resultantes dos ensaios realizados no vertedouro em degraus.

Consideraram-se as características das ondas de altura significativa (H_s) e período significativo (T_s) para as ondas denominadas A, B e C, as quais representaram as vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s, respectivamente, do modelo do vertedouro em degraus.

As relações de transferência entre as grandezas do modelo, protótipo e tanque de ondas realizaram-se através do critério de semelhança de Froude, conforme item 3.10.2.1.

O material utilizado para a reprodução das margens dentro do tanque de ondas consistiu em areia. Para os ensaios realizados no tanque de ondas não se verificaram diferentes materiais granulométricos, pois o objetivo dos ensaios realizados nesta terceira etapa foi de verificar o comportamento do processo erosivo dos taludes para diferentes ângulos de incidência das ondas sobre o talude.

Para isto, construíram-se três diferentes ângulos de incidência das ondas sobre o talude, e apenas uma inclinação de talude de 1(V): 3(H). As Figuras 4.32 a 4.34 apresentam os três ângulos de incidência considerados.

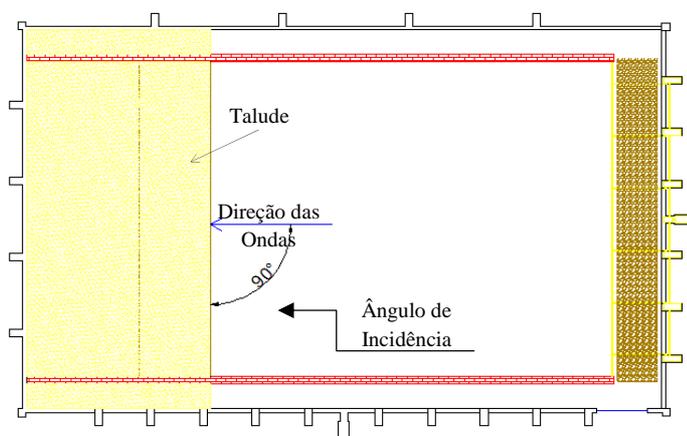


Figura 4.32 - Ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude.

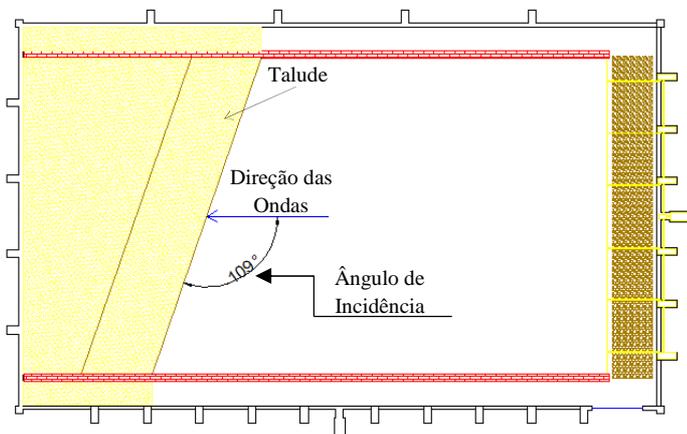


Figura 4.33 - Ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude.

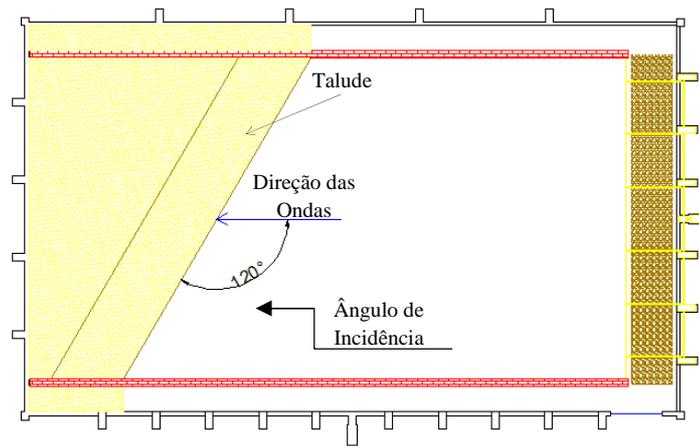


Figura 4.34 - Ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude.

Considerou-se o ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude de proteção das margens, conforme Figura 4.34, por este ser o máximo ângulo de incidência permitido pelo tanque, ou seja, devido a limitações do modelo não se permitiram maiores inclinações. Considerou-se o ângulo de incidência de 109°, conforme Figura 4.33, para verificação do comportamento do processo erosivo, como um valor intermediário entre os ângulos de 90° e 120°.

Não se verificou, perante uma revisão bibliográfica, a existência de um ângulo de incidência das ondas sobre e as margens dos rios que fosse considerado predominante, pois devido às diversas configurações existentes a jusante de barragens, constatou-se que as ondas podem incidir desde 90° até 180° com as margens dos rios.

Realizaram-se as medições de velocidades médias da corrente através do anemômetro acústico doppler (ADV) para as ondas denominadas B e C. As medições procederam-se em três direções (x, y e z) em uma posição localizada na parte central do talude, alinhada a sonda capacitiva denominada de P₂, conforme Figura 4.15.

Realizaram-se as medições com o ADV para uma frequência de aquisição igual a 50 Hz, coletando-se amostras de duração igual ou maior do que 5 minutos, na faixa de trabalho do ADV entre -100 cm/s e +100 cm/s.

A construção dos taludes constituiu-se da seguinte maneira:

- posicionamento da areia na direção de incidência com as ondas desejada, direção esta que variou de 90°, 109° e 120°, de modo que o material não apresentasse compactação e com uma inclinação de 1(V): 3(H), conforme Figura 4.35;

- colocação de um gabarito de madeira, construído nas dimensões 1,2 m x 1,99 m, para confecção da superfície do talude, conforme Figura 4.36;

- nivelamento da superfície do talude com régua de madeira, conforme Figuras 4.37 a 4.40;

- após o nivelamento da superfície do talude realizou-se o preenchimento das emendas ocasionadas pela retirada do gabarito na construção dos taludes, conforme Figura 4.41;

- por fim realizaram-se ajustes das irregularidades ao longo da superfície do talude, conforme Figura 4.41.



Figura 4.35 - Posicionamento da areia na direção de incidência com as ondas, sem compactação e com inclinação de 1(V):3(H).



Figura 4.36 - Colocação do gabarito de madeira para confecção da superfície do talude.



Figura 4.37 - Início do nivelamento da superfície do talude.



Figura 4.38 - Nivelamento da superfície do talude.



Figura 4.39 - Nivelamento da superfície do talude.



Figura 4.40 - Preenchimento das emendas ocasionadas pela retirada do gabarito de confecção do talude.



Figura 4.41 - Ajuste das irregularidades ao longo da superfície do talude.

Após o término da construção do talude fixaram-se, ao longo de toda a largura do tanque de ondas, linhas de nylon horizontalmente sobre a parte superior da superfície do talude, para auxílio do levantamento topo-altimétrico realizado antes e depois da incidência das ondas. A Figura 4.42 apresenta a forma final de disposição das linhas de nylon sobre a superfície superior do talude.



Figura 4.42 - Linhas de nylon posicionadas sobre a superfície superior do talude para auxílio do levantamento topo-altimétrico.

Colocaram-se as linhas de nylon espaçadas a cada 10 cm, ao longo de toda a largura do tanque de ondas, num total de 20 linhas de nylon. A Figura 4.43 apresenta um esquema da forma de medição dos perfis levantados, juntamente com a denominação utilizada para cada linha de nylon.

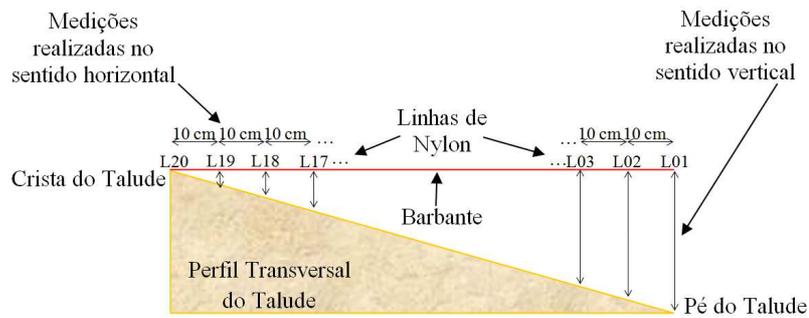


Figura 4.43 – Esquema do levantamento manual topo-altimétrico.

O levantamento das distâncias verticais entre o talude e as linhas auxiliares de nylon procedeu-se com o auxílio de um pêndulo fixo a um barbante e uma trena. A Figura 4.44 apresenta a forma adotada para a medição vertical dos perfis.

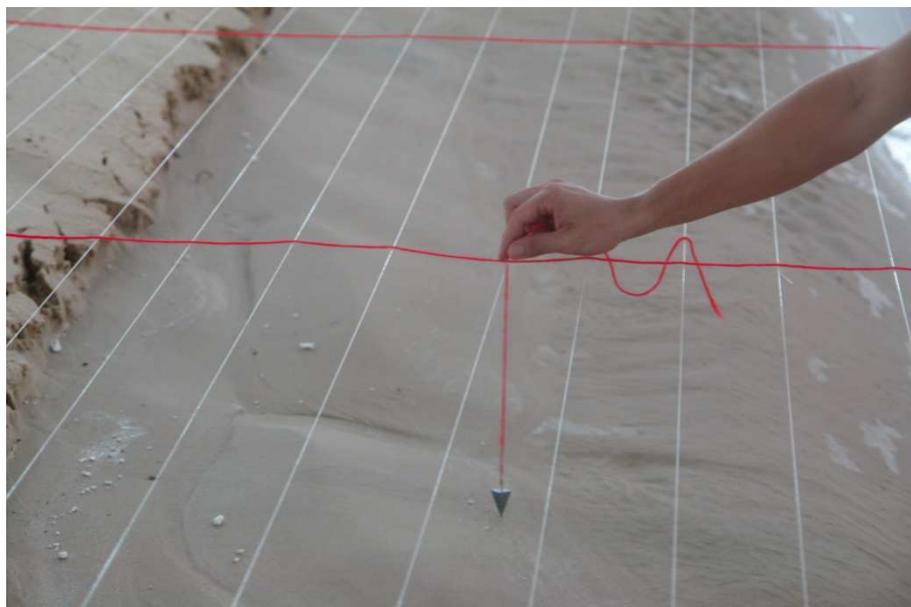


Figura 4.44 - Medição vertical dos perfis com auxílio de um pêndulo.

Para cada um dos taludes construídos com inclinações de 90° , 109° e 120° , em relação à direção de incidência das ondas, realizaram-se levantamentos de 3 perfis, sendo todos perpendiculares ao sentido longitudinal do talude. Mediram-se os perfis em posições denominadas de $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, ou seja, posições distantes a 20%, 50% e 80% das laterais (esquerda ou direita) do tanque de ondas em relação à largura total do talude de proteção.

As Figuras 4.45, 4.46 e 4.47 apresentam as localizações dos perfis medidos para cada inclinação em relação à direção de incidência das ondas sobre talude.

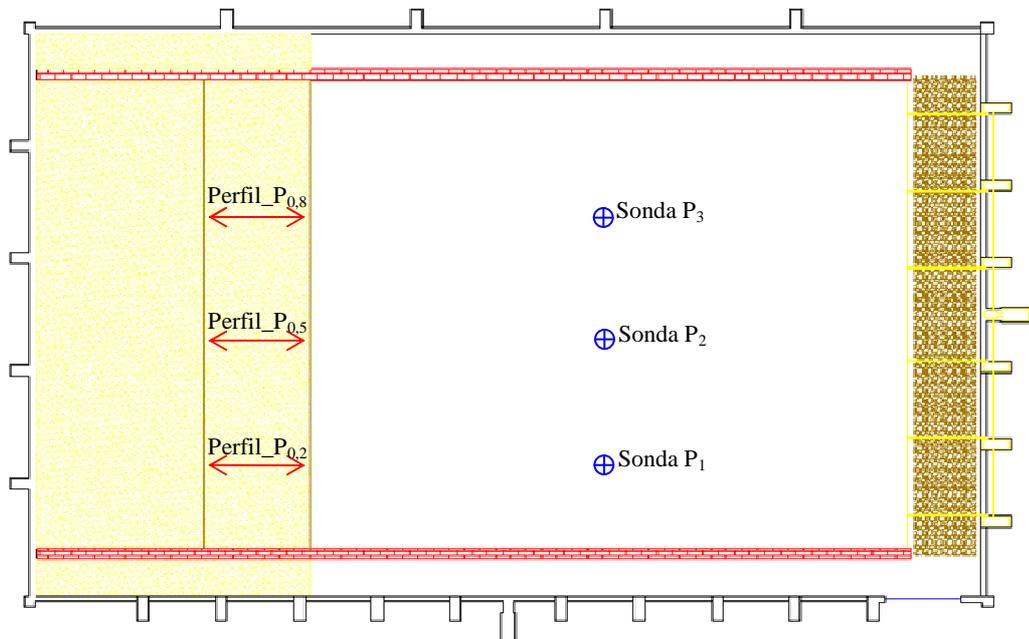


Figura 4.45 - Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).

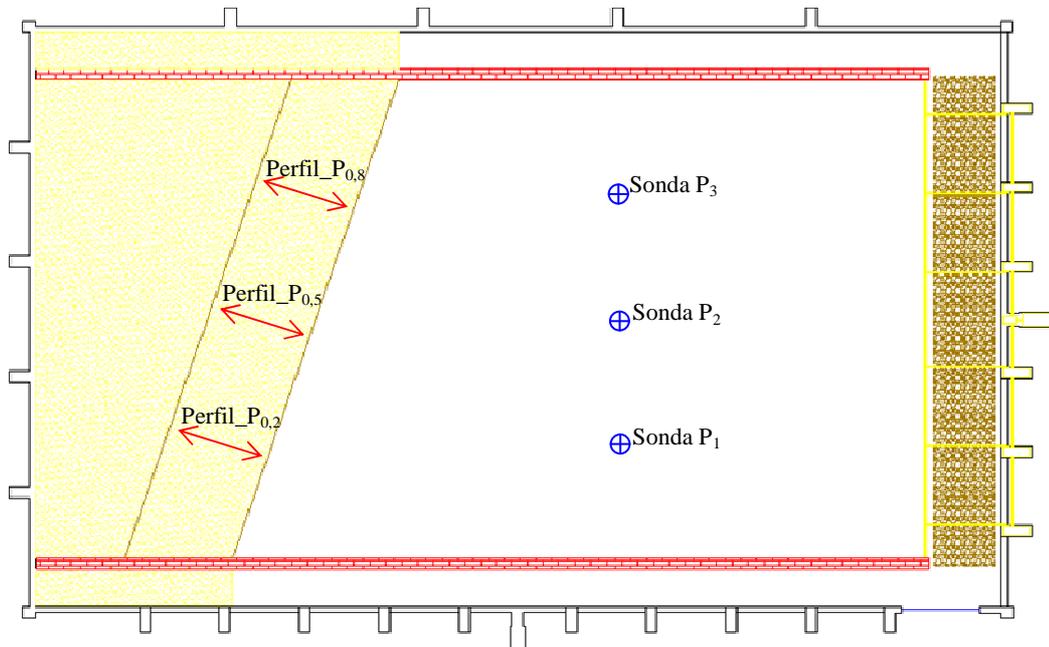


Figura 4.46 - Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).

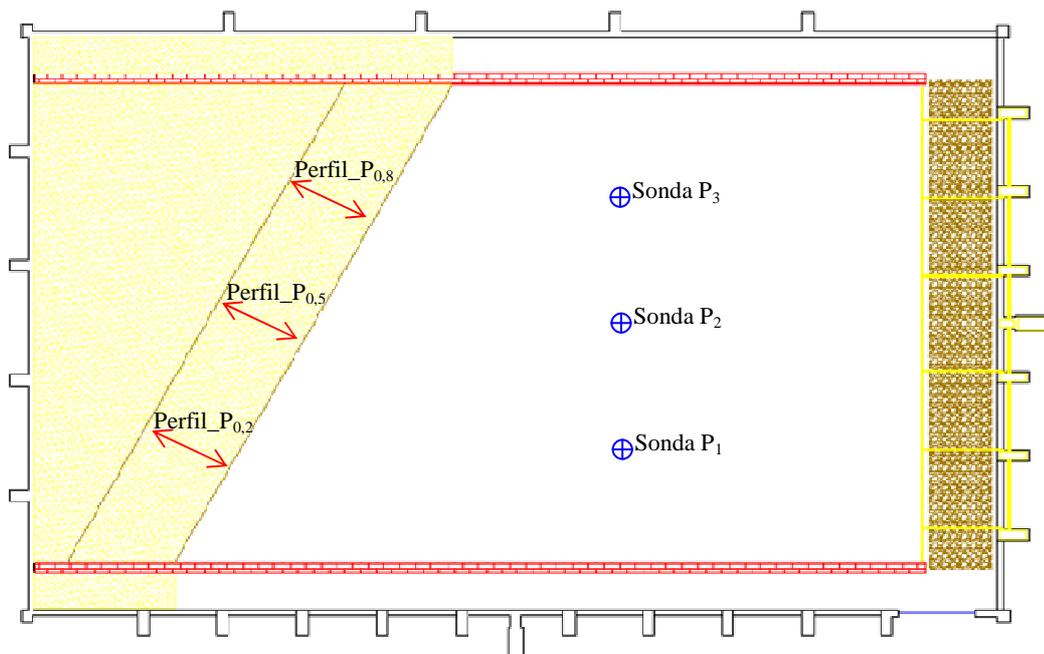


Figura 4.47 - Esquema de posições dos perfis levantados para ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude (Vista superior do tanque de ondas).

Para a obtenção da velocidade média de corrente, ao longo do sentido longitudinal do talude, instalou-se o velocímetro acústico Doppler (ADV) sobre a superfície do talude antes da incidência das ondas sobre o talude de proteção. Para isto, fixou-se o ADV a um suporte de madeira, conforme Figura 4.48, dispondo-se na posição denominada $P_{0,5}$, conforme esquema apresentado na Figura 4.15. Variou-se a distância entre o ponto de medição da velocidade média da corrente e a superfície do talude de 10 cm a 15 cm, aproximadamente.

A Figura 4.48 apresenta a forma de fixação do ADV para obtenção da velocidade média da corrente ao longo do sentido longitudinal do talude.



Figura 4.48 - Posicionamento do ADV para medição das velocidades médias das correntes no sentido longitudinal ao talude.

Realizaram-se os ensaios no tanque de ondas como o mesmo critério adotado para os ensaios efetuados no canal de ondas, ou seja, durante cada ensaio de incidência de ondas sobre o talude observou-se e descreveu-se o progresso da conformação do talude. Sendo assim, os ensaios foram compostos da seguinte maneira:

- 10 conjuntos de, aproximadamente, 100 ondas cada, contadas desde o início do processo de geração. Ao final de cada conjunto observou-se o progresso de conformação do talude. Denominaram-se estes conjuntos como testes de T_1 a T_{10} .

- após os 10 conjuntos de ondas o talude realizou-se um último teste de, aproximadamente, 1000 ondas. Durante todo o teste observou-se a ocorrência, ou não, de movimentação do material. Este teste denominou-se de T_{11} .

Considerou-se a ação das ondas sobre os taludes cumulativamente, ou seja, não houve qualquer alteração na conformação dos taludes em cada conjunto de testes, desde o teste T_1 ao T_{11} .

Repetiu-se ao menos uma vez cada conjunto de ensaio, sendo que ao final de cada conjunto de testes realizaram-se levantamentos topo-altimétricos do talude, a fim de avaliar os efeitos das ondas sobre cada seção.

Para cada perfil de talude medido aplicaram-se os modelos de perfis de praia propostos por Dean (1977) e por Turker e Kabdasli (2006), ambos descritos no item 3.9. A aplicação dos referidos modelos realizou-se da mesma forma como apresentado no item 4.3.2, para os ensaios realizados na segunda etapa do estudo.

CAPÍTULO 5

5. Resultados e Discussões

5.1. Introdução

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos nos estudos experimentais, assim como as correspondentes análises. Os resultados estão mostrados separadamente para cada etapa realizada neste estudo, para uma melhor compreensão.

Na primeira etapa dos ensaios identificaram-se as características das ondas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico. Estas características foram obtidas através de processo experimental em um modelo físico reduzido, analisadas e relacionadas com diferentes parâmetros hidráulicos. Após, realizou-se uma transferência das características das ondas obtidas em modelo físico reduzido para os dados de protótipo e, em seguida, reproduziram-se estas no canal de ondas. Esta etapa do estudo foi então chamada de segunda etapa dos ensaios. Nesta etapa, os ensaios tiveram como objetivo a investigação da ação das ondas sobre as margens de rios, com diferentes inclinações de talude e granulometrias de material de proteção.

A terceira e última etapa do estudo foi realizada em um tanque de ondas, no qual os ensaios tiveram como objetivo, da mesma forma que no canal de ondas, investigar a ação das ondas sobre as margens de rios, porém, considerando a incidência de ondas tanto perpendicularmente, quanto obliquamente ao sentido longitudinal do talude.

5.2. Análise dos Dados da Primeira Etapa dos Ensaios

Os experimentos realizados no modelo físico reduzido tiveram como objetivos principais:

- identificação das características das ondas, períodos e alturas, formadas a jusante de ressalto hidráulico livre e submerso;
- identificação da relação existente entre os parâmetros característicos das ondas com parâmetros característicos do ressalto hidráulico;
- identificação da relação existente entre as características das ondas geradas ao final de ressalto hidráulico com a teoria que descreve o comportamento das ondas;
- avaliação da relação existente entre os parâmetros característicos das ondas, períodos e alturas, com parâmetros característicos do escoamento a montante do ressalto hidráulico de forma adimensional.

Para atingir tais objetivos, foram realizadas medições da oscilação da superfície livre em três posições distintas ao longo do canal de restituição do escoamento, as quais são: ao

final do ressalto hidráulico; um metro a jusante ao final do ressalto hidráulico e ao final do canal de restituição, conforme descrito no item 4.2.1.

Primeiramente foram realizadas análises de densidade espectral para os registros obtidos ao final do ressalto hidráulico, ou seja, para os registros referentes à 1ª sonda. Esta análise teve como objetivo a identificação de frequências dominantes da variação da superfície livre e de eventuais efeitos relacionados a mais alta frequência, em uma região mais próxima possível à saída do ressalto hidráulico.

Após a análise de densidade espectral, foram então identificadas as características das ondas por meio de análise temporal (domínio do tempo) e espectral (domínio da frequência), ao longo do canal a jusante ao ressalto hidráulico.

Posteriormente a esta identificação das características das ondas, foi realizada a identificação da relação entre os parâmetros das ondas, tais como períodos das ondas, com os parâmetros característicos do ressalto hidráulico, tais como frequência dos vórtices localizados na região do rolo.

Na continuidade foram determinados os perfis de velocidade dos escoamentos a jusante do ressalto hidráulico, com o objetivo de determinar a vorticidade do escoamento para posterior utilização nas equações que descrevem o comportamento das ondas.

Com base na identificação dos perfis de velocidades foram então determinados os parâmetros de comprimentos de ondas e celeridades das ondas, os quais foram relacionados com dados observados através dos resultados experimentais.

Por fim, foram determinadas as profundidades relativas das ondas, com o objetivo de verificar se as ondas sofreriam interferência do fundo, e realizada análise adimensional com os parâmetros das ondas, os quais foram julgados mais representativos para a identificação das ondas formadas a jusante de ressalto hidráulico.

5.2.1. Análise da Densidade Espectral

Com o intuito de atender ao objetivo do trabalho na identificação de ondas que são geradas a jusante do ressalto hidráulico, realizou-se esta análise de densidade espectral somente para os registros referentes à 1ª sonda, visando identificar as frequências dominantes do fenômeno e os efeitos que poderiam estar relacionados a mais alta frequência, em uma região mais próxima possível ao final do ressalto hidráulico. Devido a este objetivo, não se realizou a análise de densidade espectral para os demais registros obtidos ao longo do canal a jusante do ressalto hidráulico, pois tais registros poderiam sofrer interferências do escoamento como, por exemplo, possíveis reflexões laterais, que por ventura poderiam interferir na análise dos resultados.

Calculou-se a densidade espectral com auxílio do software MATLAB®, utilizando-se a função pwelch e as considerações descritas no item 4.3.1. Observa-se a densidade espectral das séries temporais referentes aos registros da variação da elevação da superfície da água a jusante de ressalto hidráulico livre e submergido.

Realizaram-se três repetições de ensaios para cada condição de escoamento apresentada na Tabela 4.2 (testes T_1 , T_2 e T_3). Devido à similaridade encontrada entre as repetições T_1 , T_2 e T_3 , para cada condição de escoamento analisada separadamente, são apresentados neste item, apenas os resultados obtidos para os testes T_1 .

As Figuras 5.1 a 5.9 apresentam a função de densidade espectral da variação da elevação da superfície de água para as vazões de 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75 e 80 l/s.

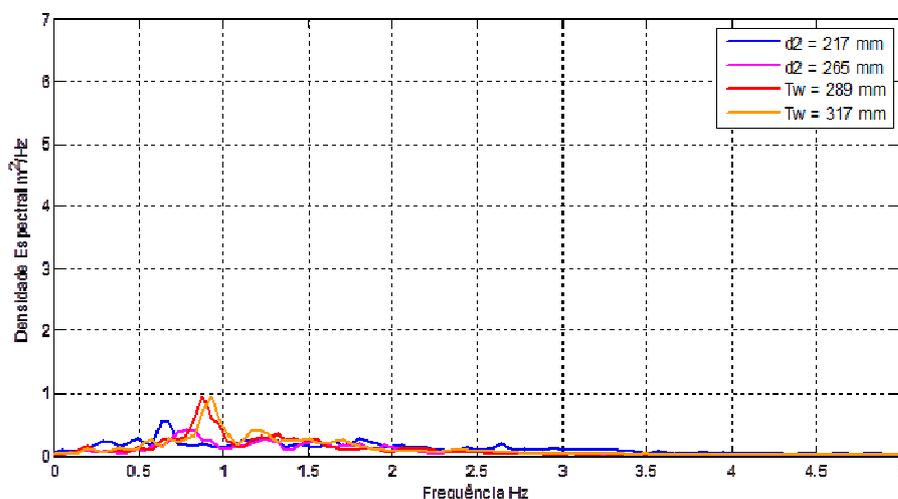


Figura 5.1 - Densidade Espectral – Vazão de 40 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

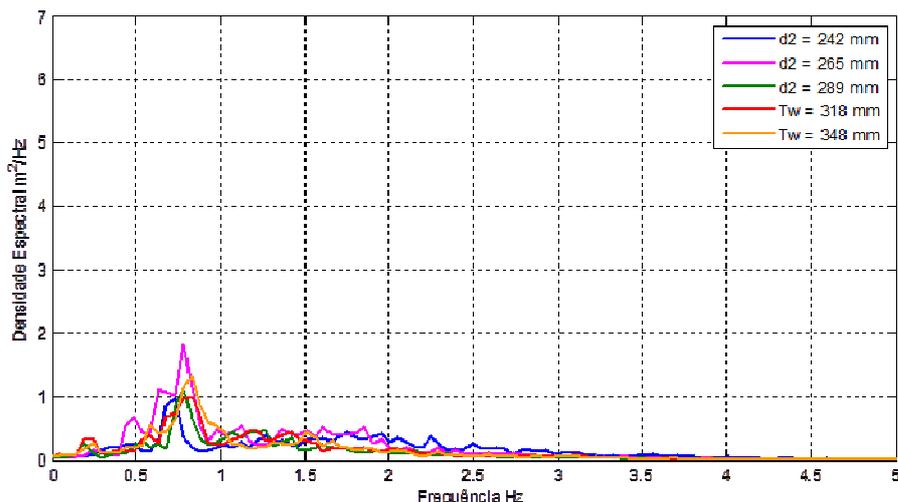


Figura 5.2 - Densidade Espectral – Vazão de 45 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

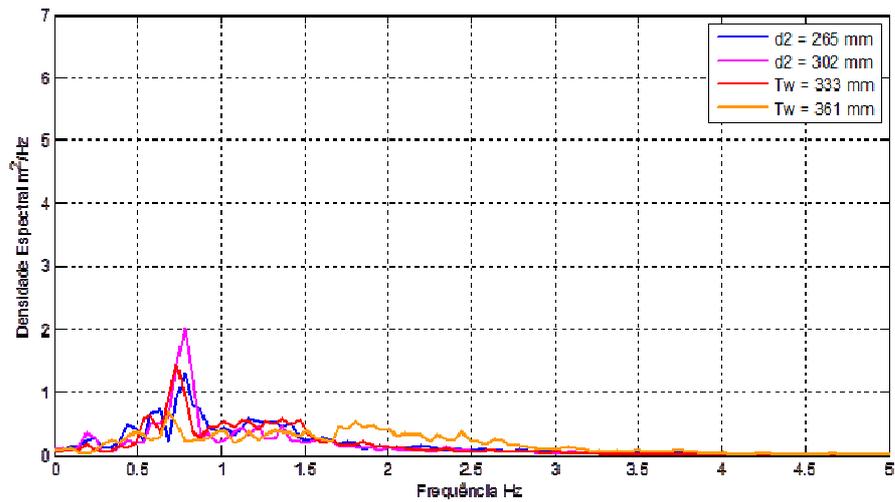


Figura 5.3 - Densidade Espectral – Vazão de 50 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

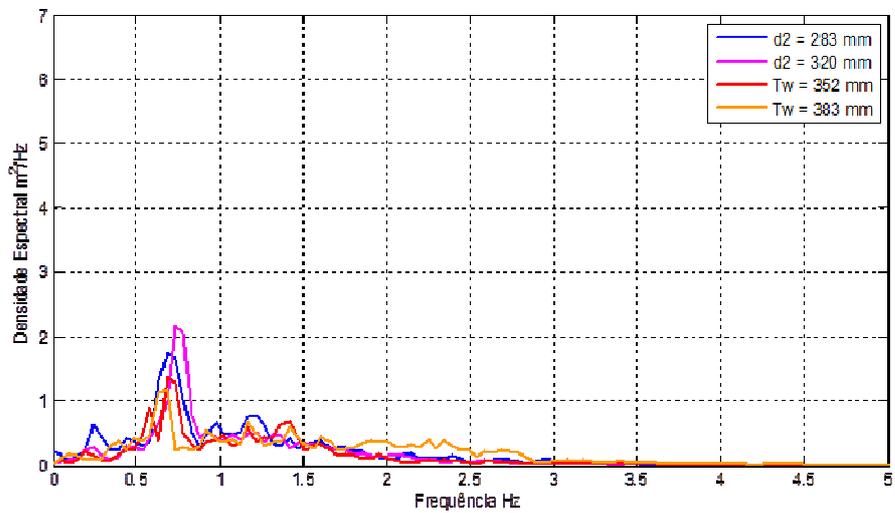


Figura 5.4 - Densidade Espectral – Vazão de 55 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

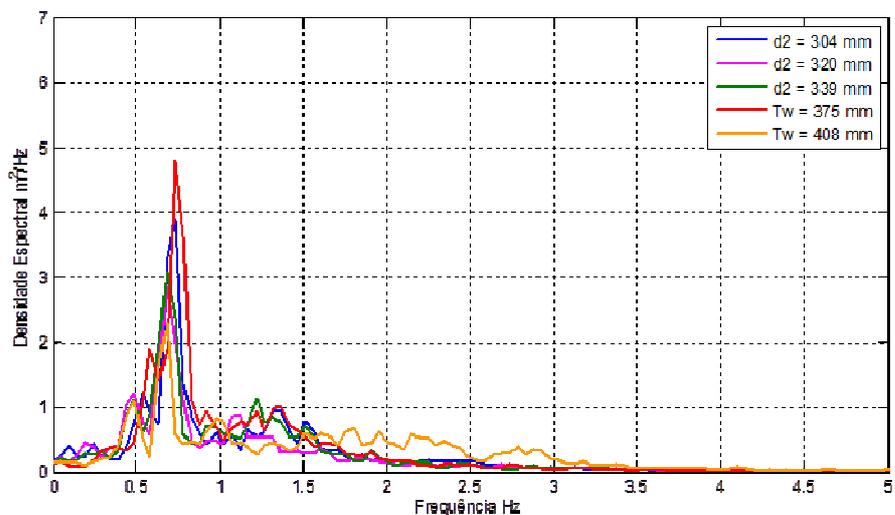


Figura 5.5 - Densidade Espectral – Vazão de 60 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

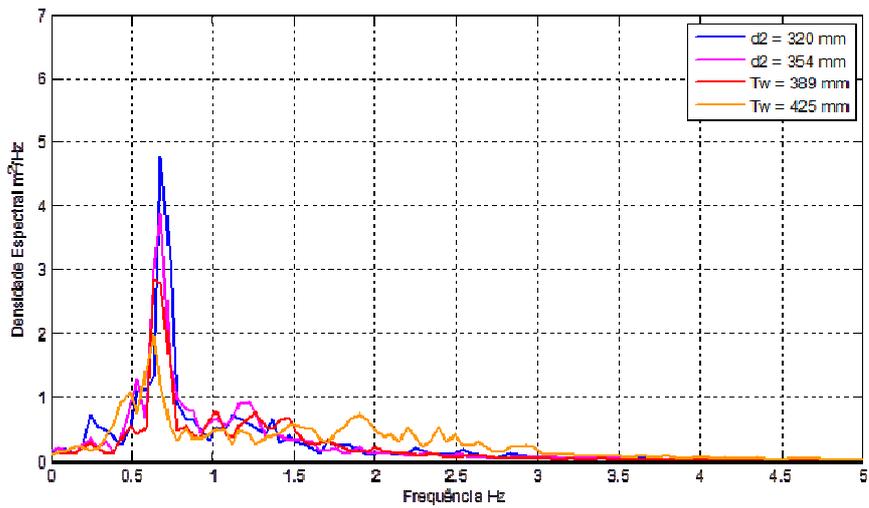


Figura 5.6 - Densidade Espectral – Vazão de 65 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

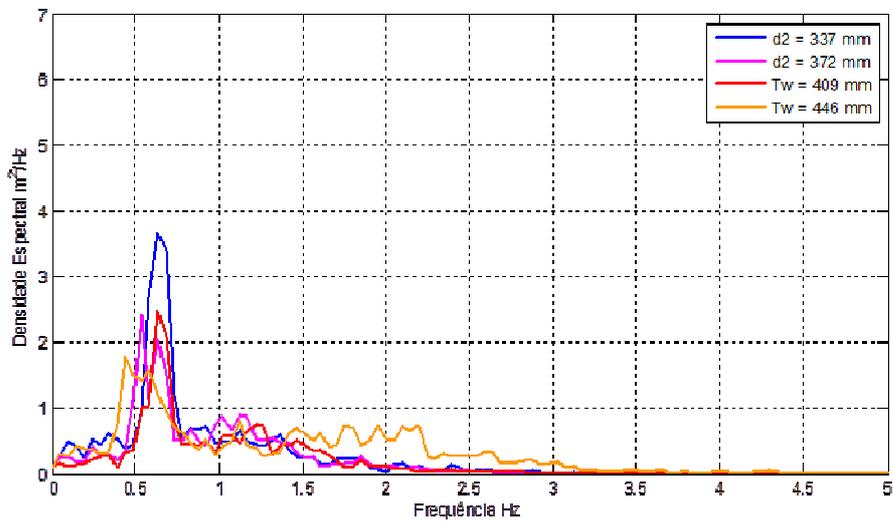


Figura 5.7 - Densidade Espectral – Vazão de 70 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

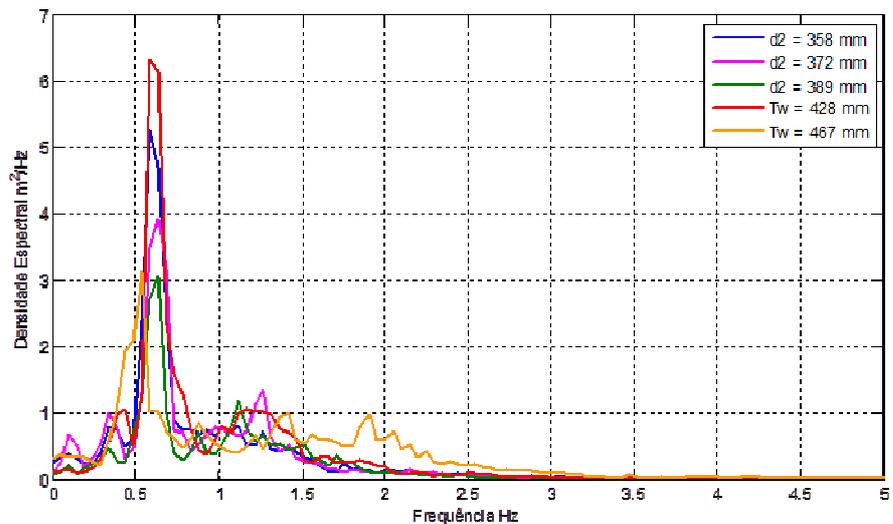


Figura 5.8 - Densidade Espectral – Vazão de 75 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

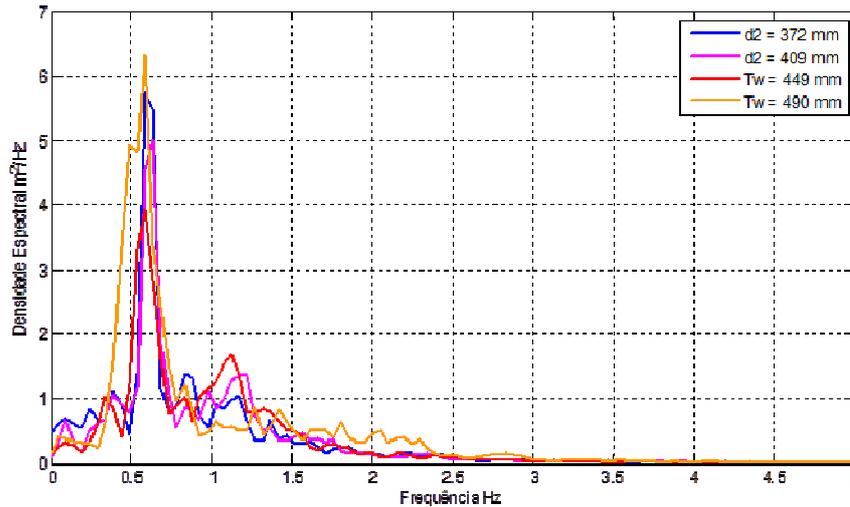


Figura 5.9 - Densidade Espectral – Vazão de 80 l/s, onde d_2 é a profundidade conjugada lenta e T_w é a profundidade medida junto ao piezômetro.

Através das referidas figuras, identificou-se claramente que a máxima energia da variação da superfície livre, para todas as condições de escoamento investigadas neste estudo, apresentou frequência dominante, ou de pico, entre 0,5 e 1 Hz. Além disso, observou-se que existe uma energia residual entre as frequências de 1 a 2 Hz, e que após isto, a energia apresentou-se sempre de forma decrescente e sem representatividade para valores de frequência superiores a 4 Hz.

Avaliando ainda as curvas de densidades espectrais, observou-se, também, que houve uma maior relação entre a energia presente na variação da superfície livre e a energia presente no escoamento, através do acréscimo de vazão fornecido ao sistema, do que com as condições de submergência do ressalto hidráulico. Devido a esta observação, procurou-se verificar a relação existente entre a energia total presente na oscilação da superfície livre e a energia total remanescente ao final do ressalto hidráulico, conforme Figura 5.10.

A Figura 5.10 apresenta a relação entre a energia total presente em cada um dos registros (m_0) com a energia total disponível ao final do ressalto (E) para cada uma das condições de submergência do ressalto hidráulico verificada neste estudo. Os valores de energia total para cada situação de escoamento apresentados na Figura 5.10 são referentes ao teste denominado T_1 .

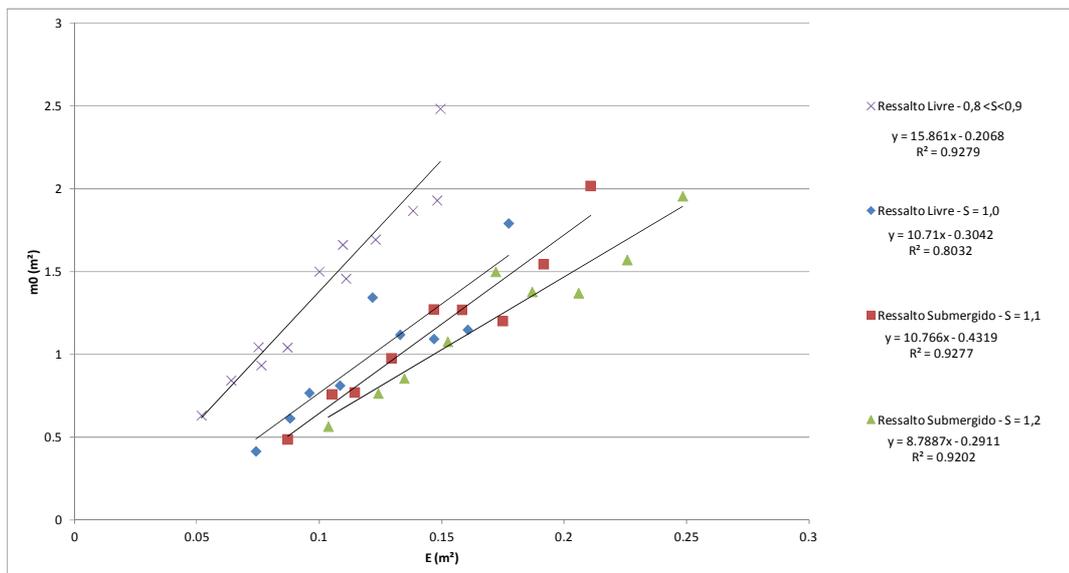


Figura 5.10- Relação entre a energia total dos registros (m_0) e a energia total disponível ao final do ressalto hidráulico (E) para o teste T_1 .

Com base na Figura 5.10 identificou-se, para todas as condições de ressalto, que a energia total presente na variação da superfície livre aumentou à medida que ocorreu um crescimento na energia total disponível ao final do ressalto hidráulico.

Além disso, observou-se também, que o aumento do grau de submergência, para uma mesma energia total disponível ao final do ressalto hidráulico, ocasionou uma diminuição na energia total presente na variação da superfície livre, ou seja, quanto maior a submergência (o afogamento) do ressalto hidráulico, para uma mesma energia disponível ao final do ressalto hidráulico, menor a energia disponível para a formação de ondas.

Concluiu-se através dos resultados obtidos, pela análise de densidade espectral, que a energia presente na variação da superfície livre apresentou frequências de picos bastante destacadas das demais, com uma faixa de frequência baixa, menor do que 1 Hz, e que não existiram efeitos de mais alta frequência, ou se existiram apresentaram-se insignificantes.

Além disso, observou-se que a energia presente na variação da superfície livre, a jusante do ressalto, sofreu maior influência pela energia total fornecida ao escoamento, através do acréscimo de vazão, do que com a questão de submergência do ressalto hidráulico.

5.2.2. Características das Ondas

Após a identificação das frequências dominantes da variação da superfície livre a jusante de ressalto hidráulico livre e submerso, conforme item 5.2.1, determinaram-se as características das ondas, tais como alturas e períodos, por meio de análise temporal e espectral, visando analisar tais características ao longo do canal de restituição e a posterior relação com as equações que descrevem a teoria das ondas.

Identificaram-se as características das ondas referentes às vazões de 40 l/s, 45 l/s, 50 l/s, 55 l/s, 60 l/s, 65 l/s, 70 l/s, 75 l/s e 80 l/s, para os registros obtidos ao final do ressalto hidráulico, 1ª sonda, conforme condições de escoamento apresentadas na Tabela 4.2. Para a 2ª e 3ª sonda, ou seja, para os registros obtidos mais a jusante do ressalto hidráulico, identificaram-se as características das ondas para as vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s e condições de ressalto hidráulico livre e submergido. Para a posição mais próxima ao final do ressalto hidráulico, obtiveram-se registros para um maior número de vazões devido ao objetivo principal do estudo, que consistiu na identificação das ondas geradas pelo ressalto hidráulico.

Devido à limitação do comprimento do canal, não se tornou possível realizar as medições ao longo do canal a jusante do ressalto (2ª e 3ª sonda) para a condição de ressalto hidráulico livre formado a jusante do vertedouro em degraus.

Na análise temporal, adotou-se o critério de definição de onda conhecido por “zero ascendente”. Para cada registro, determinaram-se os períodos máximo ($T_{\text{máx}}$), significativo (T_s) e médio ($T_{\text{médio}}$) das ondas, além da altura significativa (H_s).

Através da análise espectral, determinaram-se os valores de período de pico (T_p) e de altura ($H_{m0}=4\sqrt{m_0}$), sendo m_0 a área sob o gráfico da função de densidade espectral e o período de pico o correspondente à máxima energia do espectro calculado.

As Figuras 5.11 a 5.19 apresentam os dados dos períodos característicos obtidos para a 1ª, 2ª e 3ª sondas, respectivamente, para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido. Para cada situação calculou-se a média dos três testes (T_1 , T_2 e T_3). Utilizou-se este procedimento devido aos valores obtidos mostrarem-se muito próximos em cada teste (com exceção dos valores obtidos para o período máximo) com um desvio padrão menor que 10%, reunindo-se assim os testes T_1 , T_2 e T_3 para cada situação separadamente.

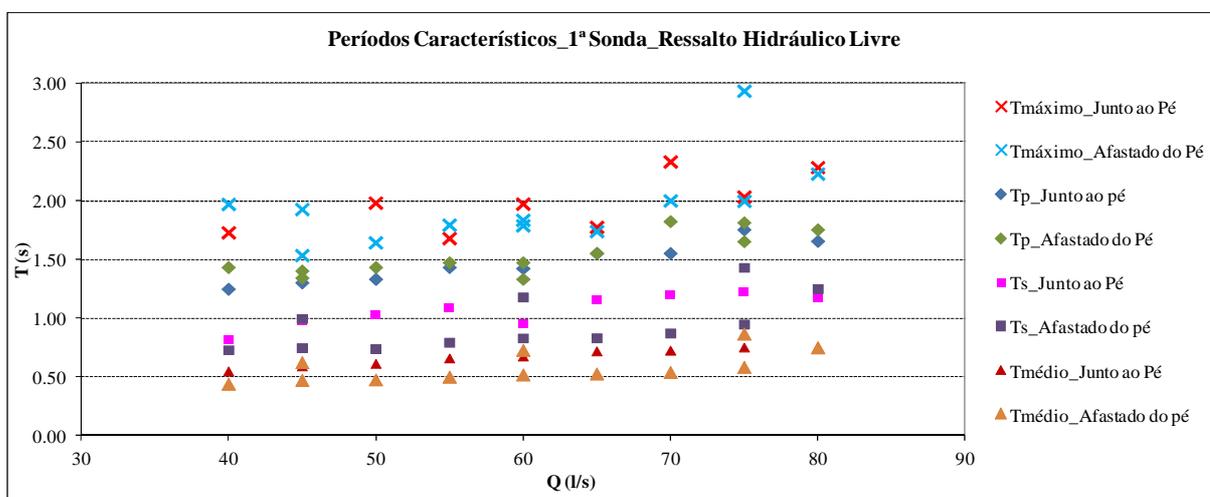


Figura 5.11 - Períodos característicos das ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

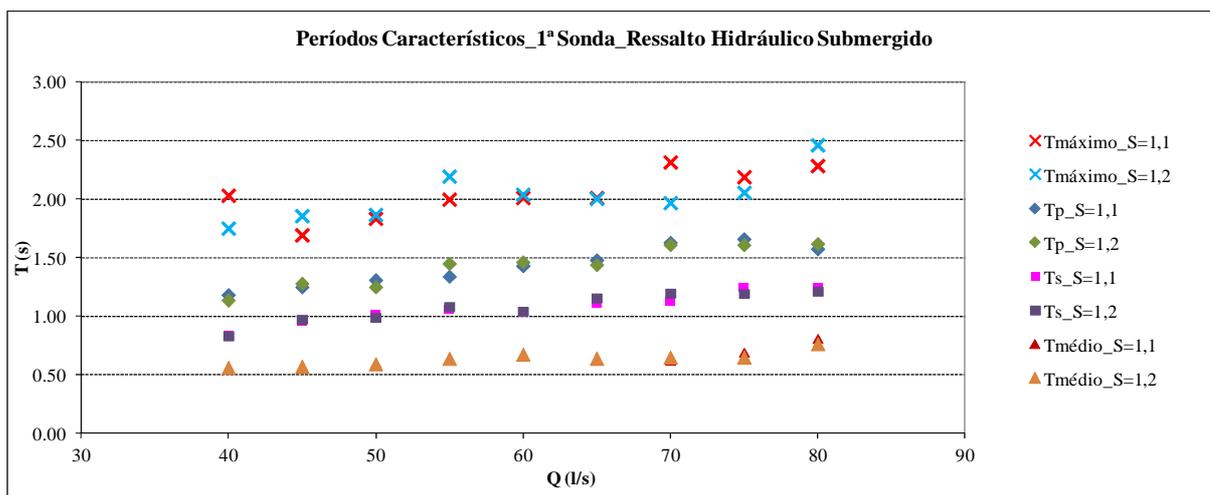


Figura 5.12 - Períodos característicos das ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

Através das Figuras 5.11 e 5.12 observou-se que os períodos mostraram-se claramente crescentes com o aumento da vazão escoada, para as duas condições de ressalto hidráulico, livre e submergido.

Para a condição de ressalto hidráulico livre, verificou-se que os períodos significativos (T_s) e períodos médios ($T_{médio}$) apresentaram-se, para a maioria das vazões estudadas, menores na condição em que o ressalto hidráulico iniciou-se afastado do pé do vertedouro. Já os períodos de pico (T_p) apresentaram-se maiores para esta mesma condição.

Para a condição de ressalto hidráulico submergido, verificou-se que, para todos os períodos, com exceção aos períodos máximos ($T_{máximo}$), não ocorreram variações significativas em função da submergência.

A condição de ressalto hidráulico livre com formação inicial fora do limite da bacia de dissipação, ou seja, com a formação do seu início a jusante do pé do vertedouro, não é uma configuração aconselhável de se acontecer, pois é possível que a turbulência provocada pelo ressalto atue sobre uma região não protegida, provocando danos à estrutura. Esta condição, no entanto, deve ser observada no projeto de bacias de dissipação, de modo a ser evitada.

Sendo assim, considerando apenas os resultados obtidos para a condição de ressalto hidráulico livre, formado junto ao pé do vertedouro, e submergido, com 10% e 20% de submergência, obtiveram-se três valores de períodos significativos, médios, máximos e de pico para cada vazão, conforme Figura 5.13.

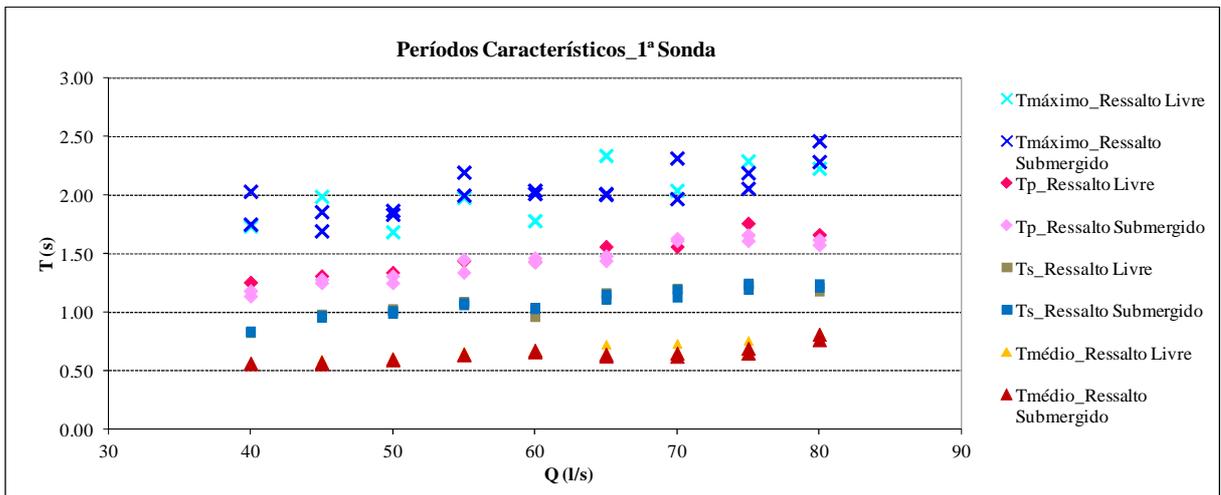


Figura 5.13 - Resumo dos períodos característicos das ondas referentes à 1ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido.

Através da Figura 5.13 observou-se, para cada vazão escoada, que os resultados dos períodos mostraram-se mais fortemente relacionados com a vazão, do que com a condição de formação do ressalto hidráulico, exceto para os períodos máximos que apresentaram uma maior variabilidade dos resultados.

De maneira análoga à 1ª sonda, verificou-se para os resultados obtidos pela 2ª e 3ª sonda, que os períodos apresentaram-se visivelmente crescentes com o aumento da vazão escoada, para as duas condições de ressalto hidráulico, livre e submergido, conforme Figuras 5.14 a 5.17.

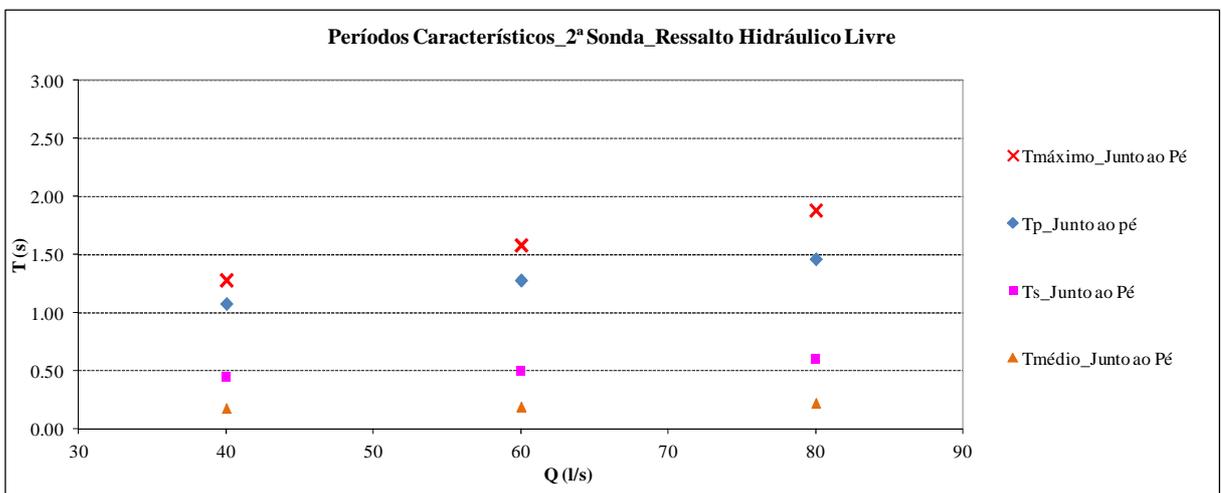


Figura 5.14 - Períodos característicos das ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

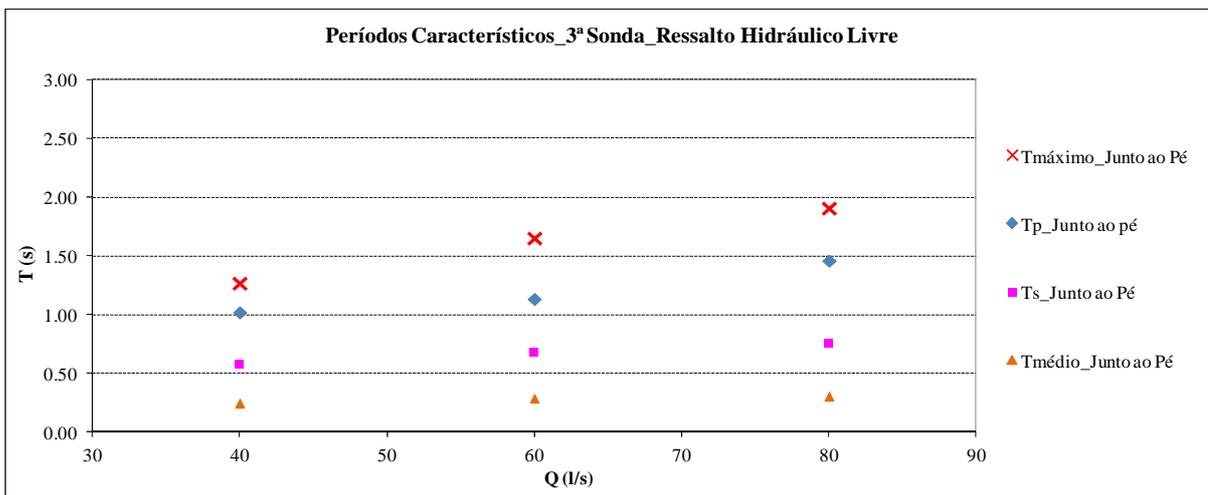


Figura 5.15 - Períodos característicos das ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

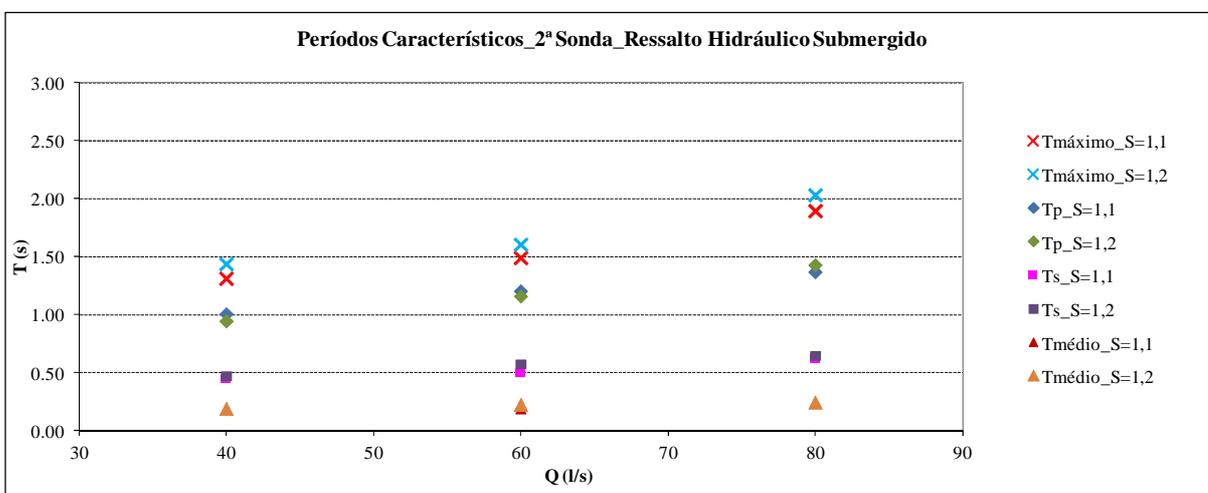


Figura 5.16 - Períodos característicos das ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

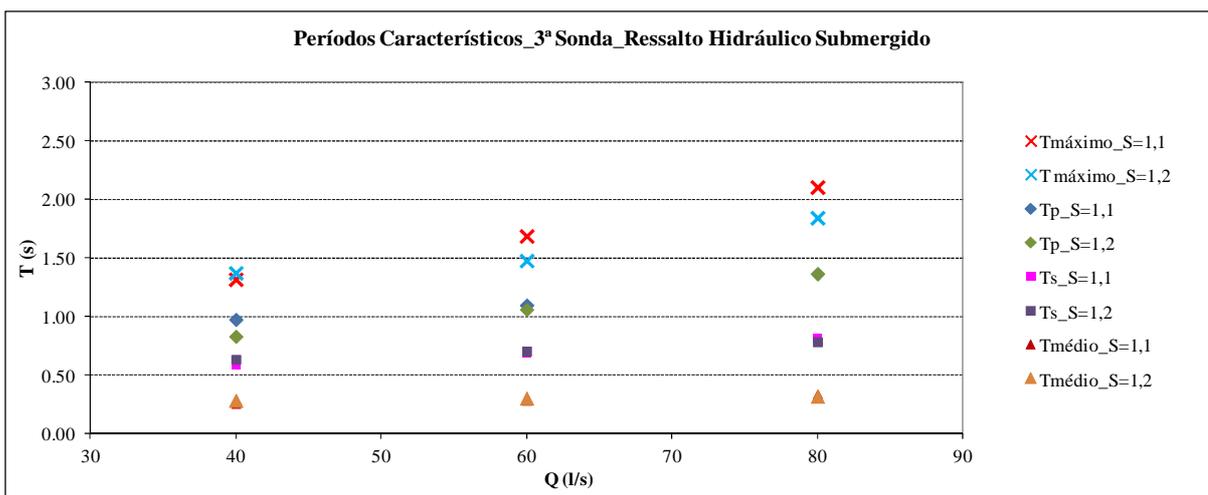


Figura 5.17 - Períodos característicos das ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

Os valores dos períodos resultantes para cada condição de ressalto hidráulico livre e submergido, Figuras 5.14 e 5.16, referentes à 2ª sonda, e Figuras 5.15 e 5.17, referentes à 3ª

sonda, apresentam-se reunidos conforme Figuras 5.18 e 5.19, para 2ª e 3ª sondas, respectivamente.

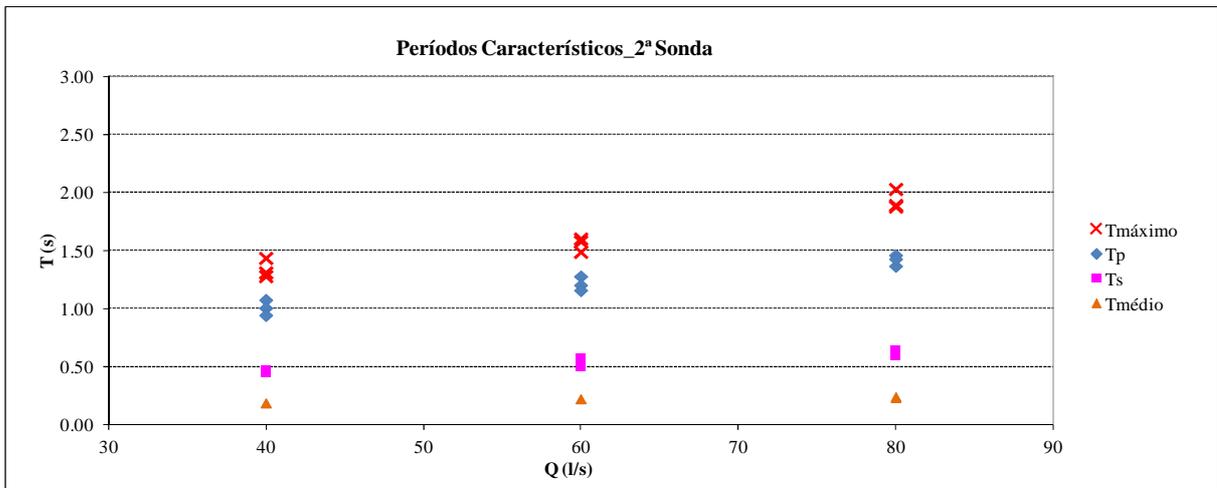


Figura 5.18 - Resumo dos períodos característicos das ondas referentes à 2ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido.

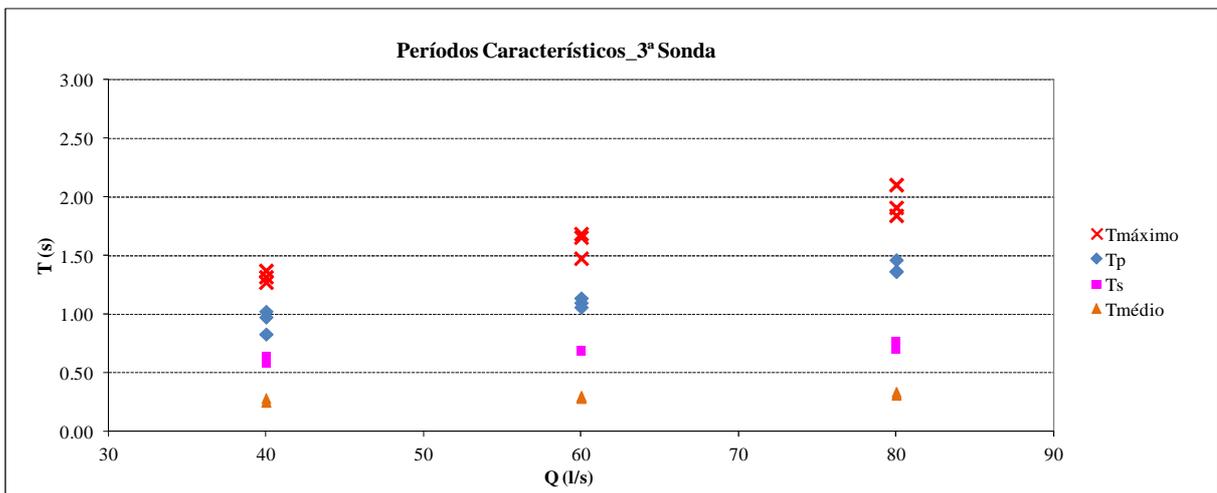


Figura 5.19 - Resumo dos períodos característicos das ondas referentes à 3ª sonda para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido.

Através das Figuras 5.18 e 5.19, verificou-se, da mesma forma constatada para 1ª sonda, que para uma mesma vazão não houve praticamente variações com os períodos significativos, de pico e médios em função da condição de formação do ressalto hidráulico, com exceção dos períodos máximos. Com isso, reuniram-se os valores para uma mesma vazão, através da média entre eles.

O desvio padrão encontrado para a 1ª sonda mostrou-se inferior a 5%, 6% e 8% para o período significativo, médio e de pico, respectivamente. Para a 2ª sonda o desvio padrão apresentou-se inferior a 5%, 3% e 7% para o período significativo, médio e de pico, respectivamente. Para a 3ª sonda o desvio padrão revelou-se inferior a 3%, 2% e 10% para o período significativo, médio e de pico, respectivamente. Para esta consideração o período de

pico apresentou um maior valor de desvio padrão, quando comparado com o período significativo e médio.

A Tabela 5.1, apresenta os períodos característicos obtidos para cada sonda.

Tabela 5.1: Períodos significativos, períodos médios e períodos de pico obtidos para cada sonda.

Vazão (l/s)	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Análise Temporal (1ª Sonda): Ts (s)	0.83	0.97	1.01	1.08	1.01	1.14	1.18	1.22	1.21
Análise Temporal (2ª Sonda): Ts (s)	0.46	-	-	-	0.52	-	-	-	0.62
Análise Temporal (3ª Sonda): Ts (s)	0.60	-	-	-	0.69	-	-	-	0.79
Análise Temporal (1ª Sonda): Tmédio (s)	0.56	0.58	0.60	0.65	0.67	0.66	0.67	0.70	0.78
Análise Temporal (2ª Sonda): Tmédio (s)	0.18	-	-	-	0.20	-	-	-	0.23
Análise Temporal (3ª Sonda): Tmédio (s)	0.26	-	-	-	0.29	-	-	-	0.32
Análise Espectral (1ª Sonda): Tp (s)	1.19	1.28	1.30	1.41	1.44	1.49	1.60	1.68	1.62
Análise Espectral (2ª Sonda): Tp (s)	1.01	-	-	-	1.21	-	-	-	1.42
Análise Espectral (3ª Sonda): Tp (s)	0.94	-	-	-	1.10	-	-	-	1.40

Para os períodos máximos ($T_{\text{máximo}}$) identificados, para uma mesma vazão, não se considerou um valor médio devido à variabilidade dos resultados obtidos. Essa variabilidade já era esperada em função da identificação de uma onda isolada em uma superfície com agitação bastante complexa, como a que ocorre em um ressalto hidráulico a jusante de vertedor.

Através da Tabela 5.1 observou-se que para cada vazão, com relação às três sondas, os resultados dos períodos a partir da análise espectral apresentaram-se sistematicamente maiores do que os períodos a partir da análise temporal. Este fato pode ser explicado pela consideração distinta entre os métodos, ou seja, o período de pico representa o período de uma única onda, ou seja, a de maior energia, em contraposição à consideração da média dos períodos referentes a um terço das maiores ondas.

As Figuras 5.20 a 5.28 apresentam as alturas significativas, calculadas a partir das análises temporal e espectral, para os dados medidos nas três sondas, valores estes obtidos através da média dos três testes, T_1 , T_2 e T_3 , realizados para cada situação. Através das referidas figuras, observou-se que as alturas das ondas mostraram-se crescentes com o aumento da vazão para as diferentes condições de ressalto hidráulico, semelhante ao que aconteceu com os períodos.

Com relação aos dados obtidos para a 1ª sonda, verificou-se que as alturas das ondas, além de sofrerem um acréscimo devido ao aumento da vazão, sofreram também um aumento à medida que o ressalto hidráulico livre se afastava do pé do vertedouro, condição esta que deve ser evitada como já descrito anteriormente. Para a condição de ressalto hidráulico submerso constatou-se que as alturas das ondas apresentaram-se mais relacionadas com a vazão escoada do que com a condição de submersão.

A média entre os testes T_1 , T_2 e T_3 apresentou um desvio padrão máximo na ordem de 31% e 37%, para as alturas de ondas obtidas por análise temporal e espectral, respectivamente.

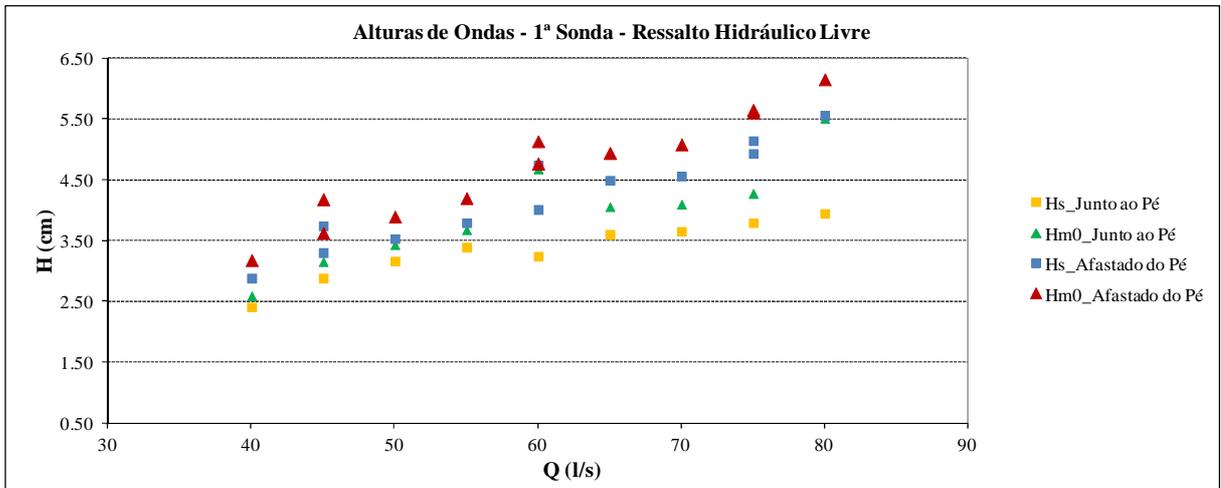


Figura 5.20 - Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

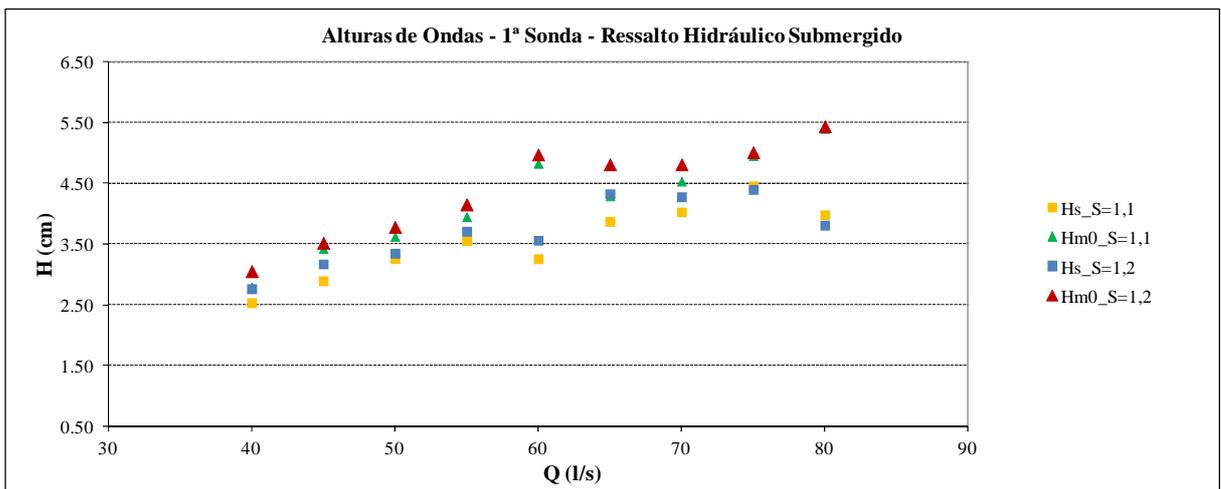


Figura 5.21 - Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

Da mesma forma estabelecida para os períodos, considerou-se para as alturas de ondas, ou seja, reuniram-se apenas os resultados obtidos para a condição de ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro, e submergido, com 10% e 20% de submergência, resultando, desta forma, três valores de alturas significativas para cada uma das análises temporal e espectral, conforme Figura 5.22.

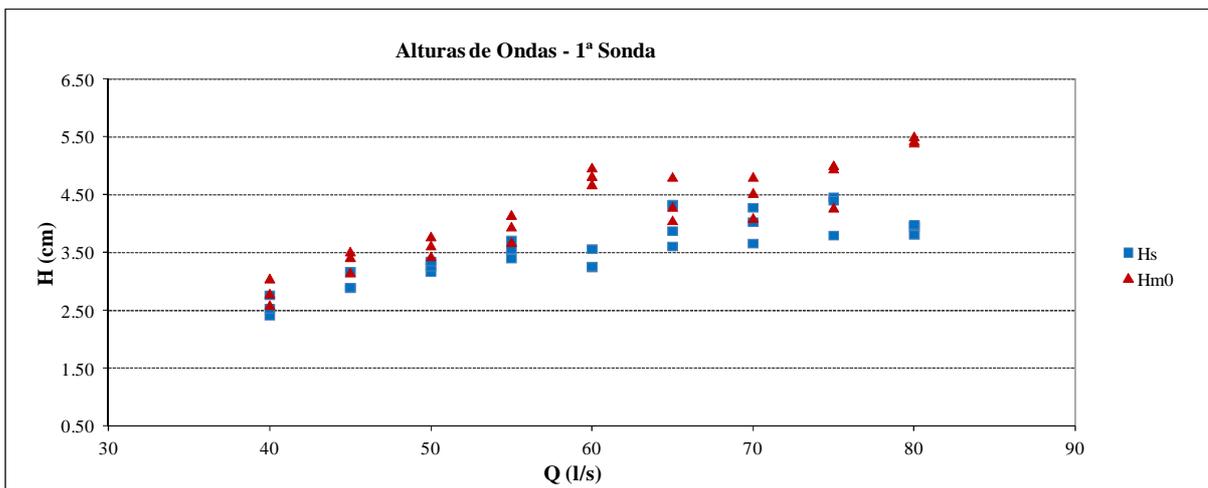


Figura 5.22 - Alturas de ondas referentes à 1ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).

Para a 2ª e 3ª sonda verificou-se, da mesma forma que para a 1ª sonda, que as alturas das ondas mostraram-se crescentes à medida que a vazão escoada aumentou para as duas condições de ressalto hidráulico, livre e submergido, conforme Figuras 5.23 a 5.26, e que as alturas das ondas apresentaram-se mais relacionadas com vazão do que com a condição submergência. A média dos três testes para a 2ª sonda apresentou um desvio padrão máximo na ordem de 16% e 27%, para as alturas de ondas obtidas por análise temporal e espectral, respectivamente. Para a 3ª sonda, a média dos três testes, apresentou um desvio padrão máximo na ordem de 17% e 19%, para as alturas de ondas obtidas por análise temporal e espectral, respectivamente.

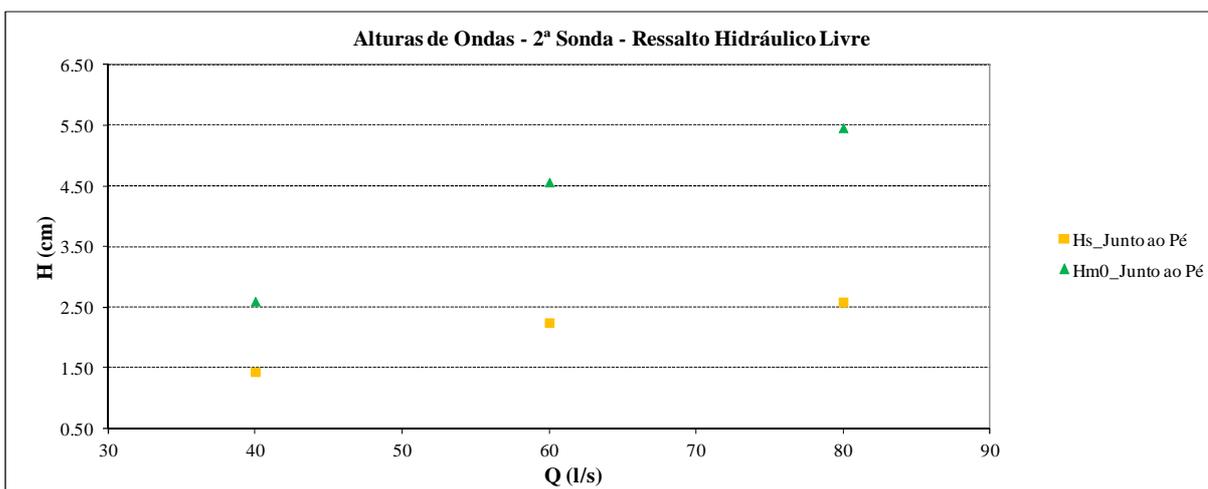


Figura 5.23 - Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

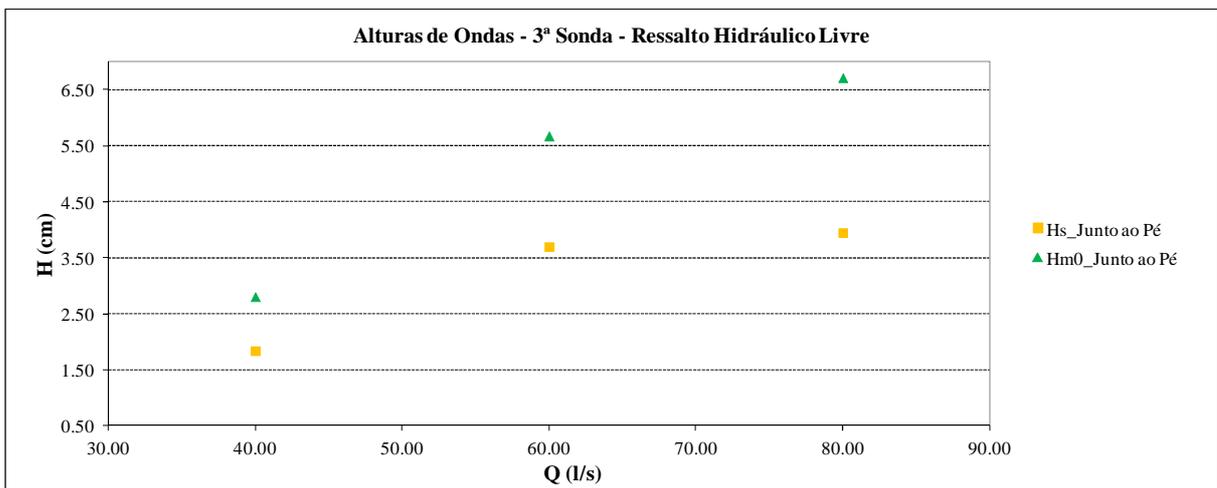


Figura 5.24 - Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre (valores médios dos testes).

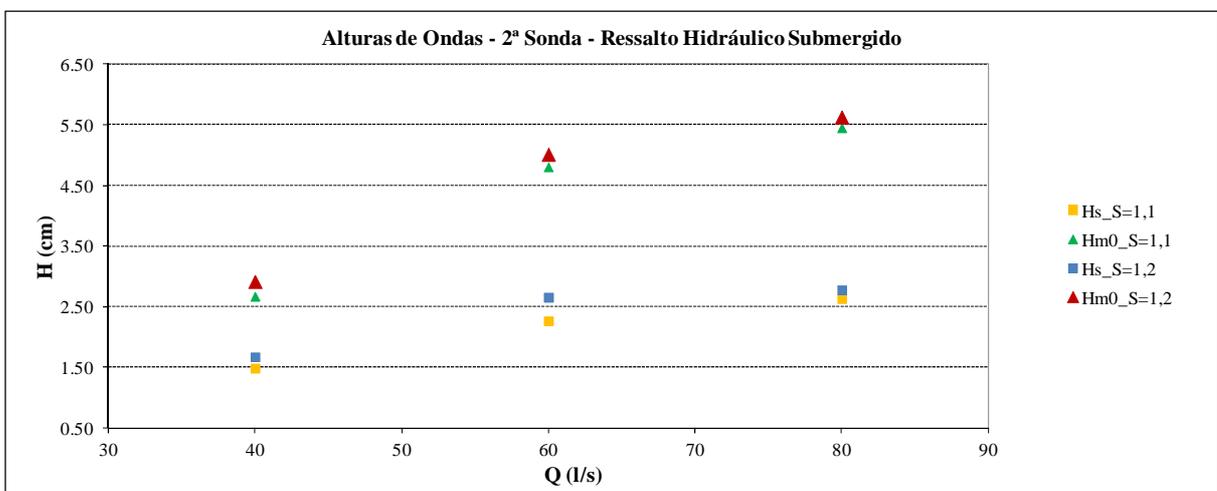


Figura 5.25 - Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

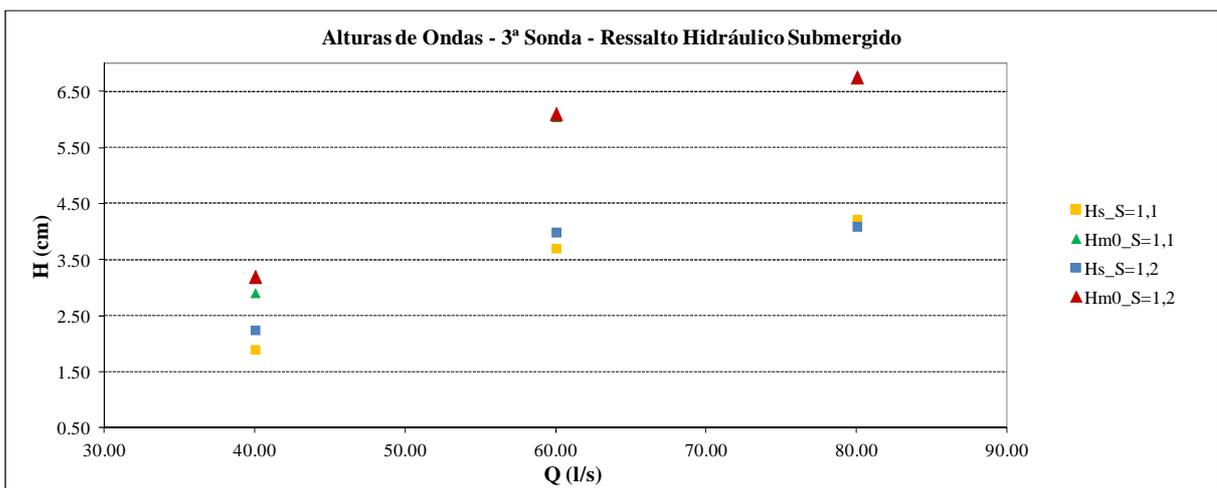


Figura 5.26 - Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico submergido (valores médios dos testes).

As alturas de ondas obtidas para as condições de ressalto hidráulico livre e submergido, Figuras 5.23 e 5.25 referentes à 2ª sonda, e Figuras 5.24 e 5.26 referentes à 3ª

sonda, apresentam-se reunidos, conforme Figuras 5.27 e 5.28 para 2ª e 3ª sondas, respectivamente.

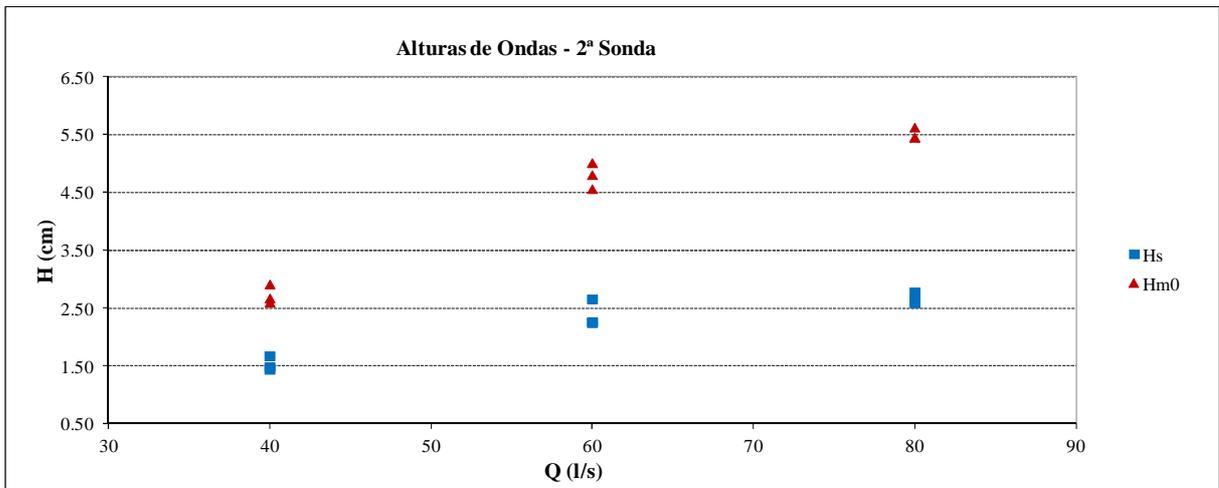


Figura 5.27 - Alturas de ondas referentes à 2ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).

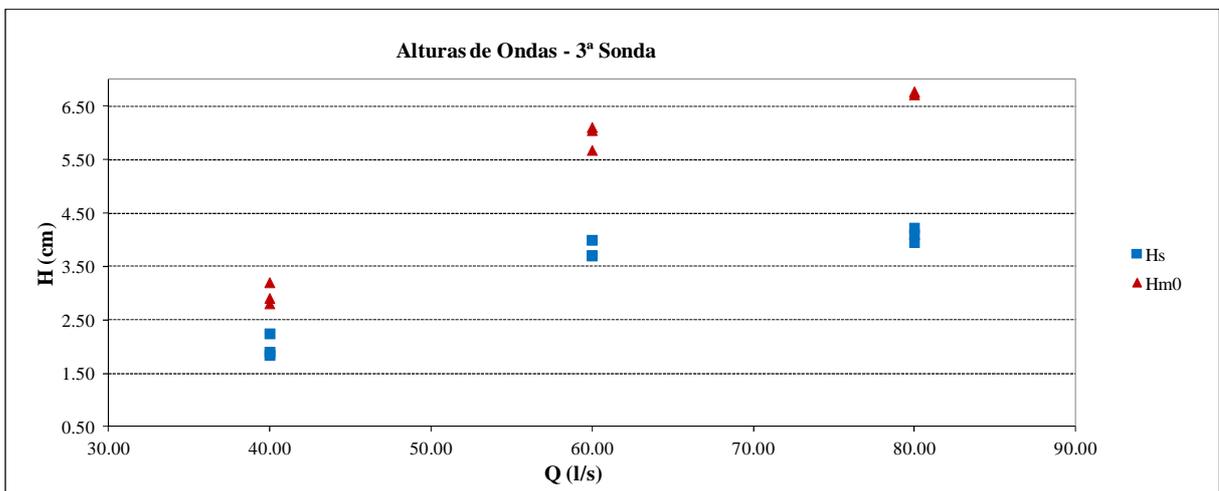


Figura 5.28 - Alturas de ondas referentes à 3ª sonda para condição de ressalto hidráulico livre e submergido (valores médios dos testes).

Para cada vazão obtiveram-se três valores de altura de ondas, tanto por análise espectral como por análise temporal, para cada condição de ressalto hidráulico. Semelhante à consideração feita para os períodos, reuniram-se estes valores efetuando-se a média entre eles. O desvio padrão encontrado para a 1ª sonda revelou-se inferior a 37%, para as alturas de onda calculadas por análise temporal, e inferior a 41% para as alturas de onda calculadas por análise espectral. Para a 2ª sonda, o desvio padrão mostrou-se inferior a 23%, para as alturas de onda obtidas por análise temporal e espectral. Para a 3ª sonda, o desvio padrão apresentou-se inferior a 22%, para as alturas de onda obtidas por análise temporal, e inferior a 24% para as alturas de onda obtidas por análise espectral. A Tabela 5.2 apresenta um resumo dos valores obtidos de altura de ondas.

Tabela 5.2: Alturas de ondas obtidas pela análise temporal e espectral obtidas para cada sonda.

Vazão (l/s)	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Análise Temporal (1ª Sonda): Hs (cm)	2.57	2.99	3.26	3.56	3.36	3.94	3.99	4.22	3.92
Análise Temporal (2ª Sonda): Hs (cm)	1.53	-	-	-	2.39	-	-	-	2.67
Análise Temporal (3ª Sonda): Hs (cm)	1.99	-	-	-	3.80	-	-	-	4.09
Análise Espectral (1ª Sonda): Hm0 (cm)	2.82	3.37	3.62	3.93	4.83	4.39	4.49	4.75	5.45
Análise Espectral (2ª Sonda): Hm0 (cm)	2.73	-	-	-	4.79	-	-	-	5.51
Análise Espectral (3ª Sonda): Hm0 (cm)	2.97	-	-	-	5.94	-	-	-	6.75

Como se observa em cada vazão, os resultados das alturas das ondas a partir da análise espectral apresentam-se sistematicamente maiores do que as alturas a partir da análise temporal. Este fato pode ser entendido pelo fato de todas as ondas do registro terem sido consideradas para o cálculo de H_{m0} , através da avaliação da energia total do espectro, em contraposição à consideração de apenas um terço das maiores alturas de ondas, no cálculo de Hs.

As Figuras mostram que os parâmetros característicos dos períodos (Figuras 5.10 a 5.19) e das alturas (Figuras 5.20 a 5.28), para cada sonda isoladamente, apresentaram-se mais relacionadas com a vazão em escoamento no canal do que com a submergência do ressalto hidráulico formado a jusante do vertedouro em degraus.

Através da Tabela 5.2, constatou-se que as ondas apresentaram-se maiores quanto mais próximas à comporta (3ª sonda), tanto por análise temporal quanto por análise espectral, com exceção para a vazão de 40 l/s. Este fato pode ter ocorrido devido à reflexão das ondas próximas à comporta, pois nos ensaios não se utilizou recurso que amenizasse o efeito da reflexão.

Percebeu-se que, fazendo uma transposição da situação testada no laboratório para a natureza, a geometria do curso d'água e eventuais efeitos responsáveis pela reflexão das ondas podem interferir significativamente na altura no período das ondas.

5.2.3. Relação entre as Frequências do Rolo e da Superfície Livre

Através da identificação dos períodos característicos das ondas a jusante de ressalto hidráulico, conforme item 5.2.2, verificou-se neste item a relação entre a frequência dos vórtices formados na região do rolo do ressalto, através de equação teórica apresentada por Mok (2004), conforme Equação 4.2, com a frequência das ondas a jusante do ressalto hidráulico livre, obtidas através dos ensaios realizados neste estudo. Obteve-se o comprimento do rolo conforme Equação 4.3.

Através dos períodos das ondas obtidos no item 5.2.2 adquiriram-se, por meio da relação inversa dos períodos, as frequências das ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico, para cada um dos períodos característicos das ondas. Consideraram-se o período

significativo, o médio e o de pico. Não se considerou o período máximo devido à variabilidade dos resultados obtidos.

As frequências identificadas foram expressas em termos do número de Strouhal e relacionadas com o número de Froude (Fr_1), conforme Figura 5.29, juntamente com a frequência dos vórtices presentes na região do rolo e estimados segundo a equação descrita anteriormente. O número de Strouhal foi considerado pela relação:

$$S_f = f \frac{d_1}{U_1} \quad (5.1)$$

onde:

S_f é o número de Strouhal; f é a frequência; d_1 a profundidade de montante do ressalto hidráulico, obtida através da equação de Bélanger, conforme Equação 3.18 e U_1 = a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto obtida pela equação da continuidade.

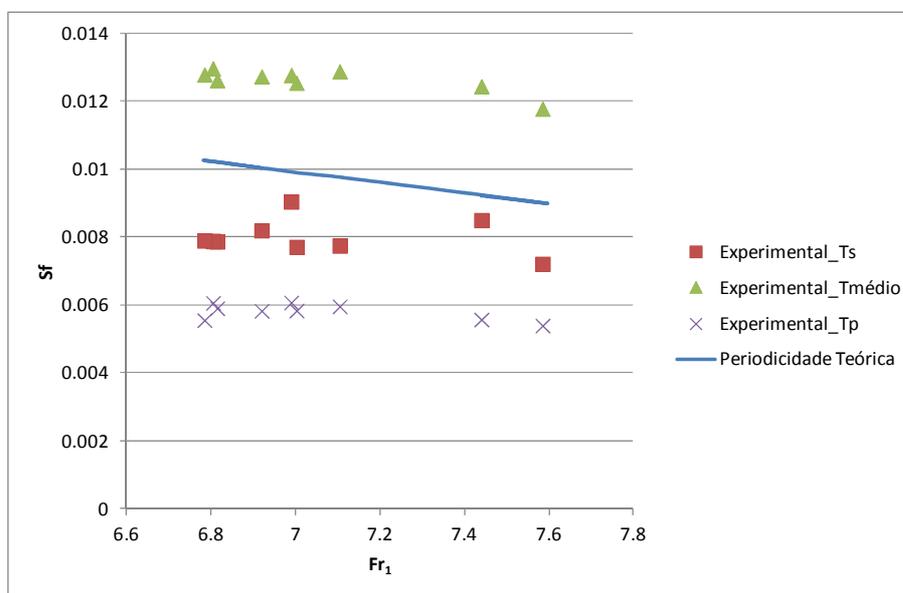


Figura 5.29 - Comparação entre as frequências obtidas da variação da superfície livre, a jusante do ressalto hidráulico livre, com a frequência teórica de formação dos vórtices, de forma adimensional, através do número de Strouhal.

Através da Figura 5.29 constatou-se a relação entre as frequências da variação da superfície livre, medidas através dos ensaios, com as frequências estimadas de formação de vórtices na região do rolo. Além disso, identificou-se também, que a frequência da variação da superfície livre obtida através dos períodos significativos apresentou uma menor diferença em comparação aos valores obtidos para as frequências de formação dos vórtices na região do rolo. Identificou-se também, na Figura 5.29, uma diminuição do número de Strouhal com o aumento do número de Froude, semelhante as observações descritas por Mok (2004), ou seja, a inércia devido às oscilações dos grandes vórtices formados na região do rolo tornou-se

relativamente mais fraca à medida que a inércia do escoamento, considerada pelo número de Froude, aumentava.

5.2.4. Perfil de Velocidade do Escoamento

As medições de velocidades, realizadas através do ADV, procederam-se com uma frequência de aquisição igual a 20 Hz, coletando-se amostras de duração igual ou maior do que 5 minutos, na faixa de trabalho do ADV entre -100 cm/s e +100 cm/s, sempre ao final do ressalto hidráulico, ou seja, em uma posição semelhante à 1ª sonda, conforme descrito no item 4.3.1.

As Figuras 5.30(a), (b) e (c) a seguir, apresentam os valores médios das componentes das velocidades medidas, V_x , V_y e V_z , para as vazões de 40 l/s, 50 l/s, 60 l/s, 70 l/s e 80 l/s, e condição de ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus. Neste item não se investigou a condição de ressalto hidráulico livre formado a jusante ao pé do vertedouro, devido ao fato desta condição ser evitada em projetos de estruturas hidráulicas. É importante ressaltar que a posição $h=0$ corresponde ao fundo do canal, valores negativos de V_x indicam velocidades do escoamento no sentido principal do fluxo, ou seja, no sentido de propagação das ondas, valores negativos de V_y indicam velocidades do escoamento no sentido da margem esquerda do canal e valores negativos de V_z indicam velocidades do escoamento no sentido da superfície da água para o fundo do canal.

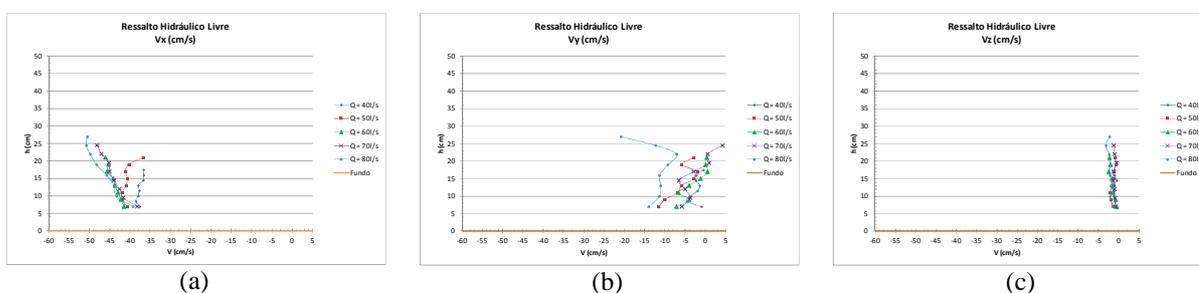


Figura 5.30 - Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico livre.

Para as vazões de 40 l/s e 50 l/s observou-se na Figura 5.30 (a) uma razoável uniformidade de V_x sobre 90% da vertical. O mesmo não ocorreu para as demais vazões, onde fortes declividades dos perfis mostraram-se presentes ao longo de toda vertical. Para os valores de V_y na Figura 5.30 (b), verificou-se alguma tendência de tridimensionalidade do escoamento na seção de medição ao final do ressalto hidráulico livre, com o surgimento de valores significativos desta componente transversal da velocidade no sentido da margem esquerda do canal. Os valores de V_z , conforme Figura 5.30 (c), apresentaram-se muito

próximos à zero, indicando valores praticamente desprezíveis em sentido perpendicular ao escoamento.

Da mesma forma observada para os perfis de velocidades para a condição de ressalto hidráulico livre, constatou-se para a condição de ressalto hidráulico submerso com 10% e 20 % de submergência, conforme Figuras 5.31 (a, b e c) e 5.32 (a, b e c), com exceção apenas para a vazão de 50 l/s e condição de ressalto hidráulico submerso, com 20 % de submergência, que apresentou uma determinada declividade de V_x ao longo de toda a vertical.

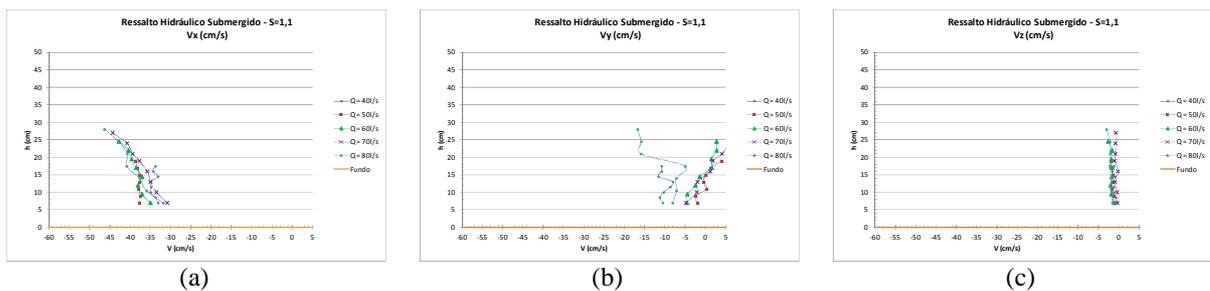


Figura 5.31 - Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico submerso, com 10% de submergência.

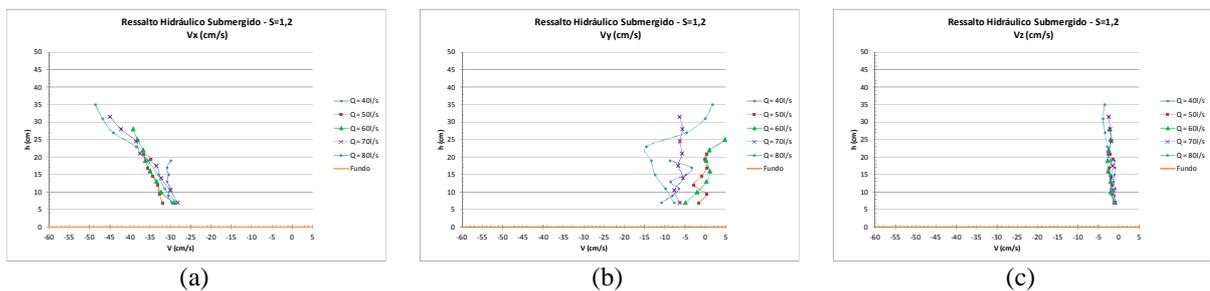


Figura 5.32 - Valores médios das componentes das velocidades medidas, (a) V_x , (b) V_y e (c) V_z , para a condição de ressalto hidráulico submerso, com 20% de submergência.

5.2.5. Determinação do Comprimento e da Celeridade da Onda

Além da altura e do período das ondas, outras duas características importantes para a caracterização de uma onda são o seu comprimento, ou seja, distância entre duas cristas ou entre duas cavas consecutivas, e sua celeridade, velocidade com que a onda se propaga. Este item tem por objetivo, além da determinação de tais características, verificar a existência de relação entre as características das ondas a jusante de ressalto hidráulico e a equação de dispersão das ondas, a qual expressa a relação entre as frequências e os comprimentos de onda.

Para a determinação do comprimento de onda consideraram-se as características das ondas obtidas somente ao final do ressalto hidráulico, para as vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s e condições de ressalto hidráulico livre, formado junto ao pé do vertedouro, e submerso com

10% e 20% de submergência. Adotaram-se as características das ondas resultantes destas vazões como representativas, dentre as demais analisadas neste estudo, visando posterior reprodução em canal e tanque de ondas.

Consideraram-se os períodos significativos, de pico e médios das ondas, obtidos no item 5.2.2 e apresentados na Tabela 5.1, na equação da dispersão para a determinação do comprimento de onda.

Utilizou-se a equação de dispersão para o caso de uma corrente uniforme com vorticidade nula, conforme Equação 4.4, para a determinação do comprimento de onda, para a onda representativa à vazão de 40 l/s, devido à uniformidade apresentada pelos perfis de velocidades apresentados no item 5.2.3, sendo esta:

$$(\sigma - kU_0)^2 = gk \tanh kh \quad (5.2)$$

Onde:

σ é a frequência aparente obtida pela relação $2\pi/T_s$;

k é o número de onda obtido pela relação $2\pi/L$, sendo L o comprimento de onda;

U_0 é velocidade média da corrente ao final do ressalto hidráulico;

g é a aceleração da gravidade e

h é a profundidade a jusante do ressalto hidráulico, sendo d_2 para ressalto hidráulico livre e T_w para ressalto hidráulico submergido.

Para as ondas representativas das vazões de 60 l/s e 80 l/s, utilizou-se a equação de dispersão para o caso de corrente com vorticidade uniforme, conforme Equação 4.2, para a determinação do comprimento de onda, devido à forma como os perfis de velocidades se apresentaram no item 5.2.3, para as referidas vazões, sendo esta:

$$(\sigma - k(U_0 + \Omega_0 h))^2 = \{gh - \Omega_0(\sigma - k(U_0 + \Omega_0 h))\} \tanh kh \quad (5.3)$$

Onde:

Ω_0 é vorticidade do escoamento obtida pela relação $U_s = U_0 + \Omega_0 h$;

U_s é a velocidade na superfície e

U_0 é a velocidade no fundo do canal.

A Tabela 5.3 apresenta os valores obtidos para o comprimento de onda (L) para cada onda característica das vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s, condições de formação do ressalto hidráulico e período característico.

Tabela 5.3 - Comprimento de onda

Q (l/s)	S	d2(mm)	Tw(mm)	U ₀ (m/s)	U _s (m/s)	Ts (s)	Ls(m)	Tp (s)	Lp(m)	Tmédio (s)	Lmédio (m)
40	1.0	265	-	0.38	-	0.82	1.42	1.25	2.34	0.56	0.84
40	1.1	-	289	0.35	-	0.84	1.46	1.18	2.21	0.56	0.82
40	1.2	-	317	0.32	-	0.83	1.43	1.14	2.14	0.56	0.80
60	1.0	339	-	0.41	0.46	0.96	1.92	1.43	3.05	0.68	1.21
60	1.1	-	375	0.35	0.43	1.03	1.98	1.43	2.96	0.66	1.06
60	1.2	-	408	0.29	0.39	1.04	1.96	1.46	3.00	0.67	1.03
80	1.0	409	-	0.39	0.51	1.18	2.62	1.66	3.87	0.76	1.48
80	1.1	-	449	0.32	0.46	1.24	2.55	1.58	3.42	0.81	1.41
80	1.2	-	490	0.29	0.49	1.21	2.46	1.62	3.54	0.76	1.24

Sendo Q a vazão escoada; S o coeficiente de submersão; d_2 a profundidade a jusante do ressalto hidráulico livre, T_w a profundidade a jusante do ressalto hidráulico submerso, U_0 a velocidade média do escoamento, U_s a velocidade de superfície, T_s , T_p e $T_{médio}$ os períodos característicos da onda obtidos através da Tabela 5.1, L_s o comprimento de onda referente ao período significativo; L_p o comprimento de onda referente ao período de pico e $L_{médio}$ o comprimento de onda referente ao período médio.

Através da Tabela 5.3 observou-se que a condição de submersão não apresentou influência significativa ao comprimento de onda, com exceção apenas para os comprimentos de onda obtidos pelos períodos médios, os quais apresentaram uma diminuição do comprimento de onda com o aumento da submersão para todas as condições analisadas.

Para a determinação da celeridade da onda, adotaram-se dois procedimentos. Realizou-se o primeiro procedimento através da estimativa do tempo médio em que a onda se propagava entre duas medições consecutivas de variação da superfície da água, sendo esta denominada de celeridade observada da onda. Através do maior valor alcançado para o coeficiente de correlação entre os valores registrados entre a 1ª e a 2ª sonda, conforme descrito no item 4.3.1, obteve-se o tempo médio em que a onda se propagou entre duas posições de medições consecutivas predefinidas.

O segundo procedimento utilizado foi através da relação entre o comprimento de onda e o período de onda, apresentados na Tabela 5.3. Desta forma determinou-se a celeridade de onda, denominando-se de celeridade da onda teórica. As Tabelas 5.4 e 5.5 apresentam os valores obtidos para as celeridades da onda observada e teórica, respectivamente.

Tabela 5.4 - Celeridade da onda observada.

Q (l/s)	S	d ₂ (mm)	Tw(mm)	U ₀ (m/s)	U _s (m/s)	T (s)	X (m)	Coefficiente	C _{obs} (m/s)
40	1.0	265	-	0.38	-	0.65	1.00	0.45	1.55
40	1.1	-	289	0.35	-	0.65	1.00	0.38	1.55
40	1.2	-	317	0.32	-	0.62	1.00	0.32	1.61
60	1.0	339	-	0.41	0.46	0.55	1.00	0.50	1.82
60	1.1	-	375	0.35	0.43	0.53	1.00	0.42	1.89
60	1.2	-	408	0.29	0.39	0.55	1.00	0.38	1.82
80	1.0	409	-	0.39	0.51	0.49	1.00	0.54	2.04
80	1.1	-	449	0.32	0.46	0.50	1.00	0.47	2.02
80	1.2	-	490	0.29	0.49	0.48	1.00	0.42	2.08

Sendo T o tempo médio em que a onda levou para passar entre duas medições consecutivas; X a distância entre as duas medições consecutivas, Coeficiente o máximo coeficiente de correlação obtido entre as medições consecutivas e C_{obs} a celeridade da onda obtida pela relação L/T.

Tabela 5.5 - Celeridade da onda teórica.

Q (l/s)	S	d ₂ (mm)	Tw(mm)	C _{obs} (m/s)	C _{teórica_Ts} (m/s)	C _{teórica_Tp} (m/s)	C _{teórica_Tmédio} (m/s)
40	1.0	265	-	1.55	1.72	1.87	1.50
40	1.1	-	289	1.55	1.74	1.87	1.46
40	1.2	-	317	1.61	1.72	1.88	1.42
60	1.0	339	-	1.82	1.99	2.14	1.78
60	1.1	-	375	1.89	1.93	2.07	1.60
60	1.2	-	408	1.82	1.88	2.06	1.53
80	1.0	409	-	2.04	2.22	2.33	1.95
80	1.1	-	449	2.02	2.05	2.17	1.75
80	1.2	-	490	2.08	2.03	2.18	1.63

Sendo C_{teórica_Ts}, C_{teórica_Tp} e C_{teórica_Tmédio} as celeridades da onda teórica referente aos períodos característicos de onda significativo, de pico e médio, respectivamente.

Através da Tabela 5.4 constatou-se que a celeridade da onda observada pareceu não sofrer influência com o aumento da profundidade a jusante ao ressalto hidráulico, sofrendo somente influência pela condição de acréscimo de vazão. Observou-se também, que a celeridade observada da onda demonstrou ser maior que a velocidade média da superfície do escoamento para todas as condições investigadas.

Comparando os valores de celeridades da onda observada e teórica, apresentados na Tabela 5.5, verificou-se uma diferença máxima de 11%, 17% e 27%, entre os dados obtidos de celeridade observada e a teórica, referentes aos períodos significativo, de pico e médio, respectivamente. Desta forma, constatou-se que a celeridade da onda estimada através do período significativo obteve um melhor ajuste aos dados observados do que a celeridade da onda obtida pelos demais períodos.

5.2.6. Profundidade Relativa e Região de Validade da Teoria das Ondas

Determinou-se a profundidade relativa com o objetivo de verificar a influência do fundo sobre as características das ondas. Através da relação entre a profundidade onde se encontra a onda e o comprimento de onda, torna-se possível verificar a região onde encontram-se as ondas, ou seja, regiões estas classificadas como águas rasas, intermediárias e profundas, conforme apresentado na Figura 3.17.

Para a determinação da profundidade relativa, consideraram-se os resultados obtidos para o comprimento de onda teórico, obtidos por meio do período significativo da onda, conforme Tabela 5.3. Considerou-se este comprimento de onda teórico para a determinação da profundidade relativa, devido à obtenção de um melhor ajuste com os dados observados, conforme verificado no item 5.2.4. A Tabela 5.6 apresenta os parâmetros utilizados da Tabela 5.3 e os resultados obtidos de profundidade relativa.

Tabela 5.6 - Profundidade Relativa.

Q (l/s)	S	d ₂ (mm)	T _w (mm)	T _s (s)	L _s (m)	d ₂ /L _s	T _w /L _s	Profundidade Relativa
40	1.0	265	-	0.82	1.42	0.19	-	Intermediária
40	1.1	-	289	0.84	1.46	-	0.20	Intermediária
40	1.2	-	317	0.83	1.43	-	0.22	Intermediária
60	1.0	339	-	0.96	1.92	0.18	-	Intermediária
60	1.1	-	375	1.03	1.98	-	0.19	Intermediária
60	1.2	-	408	1.04	1.96	-	0.21	Intermediária
80	1.0	409	-	1.18	2.62	0.16	-	Intermediária
80	1.1	-	449	1.24	2.55	-	0.18	Intermediária
80	1.2	-	490	1.21	2.46	-	0.20	Intermediária

Sendo d_2/L_s e T_w/L_s as profundidades relativas.

Os valores obtidos para profundidade relativa, conforme Tabela 5.6, apresentaram valores maiores do que 0,05 e menores do que 0,5, indicando desta forma, que as ondas a jusante do ressalto hidráulico livre e submerso encontraram-se em águas intermediárias, ou seja, existiu influência do fundo do canal sobre as características das ondas.

Verificou-se a região de validade da teoria das ondas através das relações H_s/gT_s^2 e $(d_2$ ou $T_w)/gT_s^2$, em que H_s é a altura significativa, T_s é o período significativo e d_2 e T_w são as profundidades a jusante do ressalto hidráulico. Os valores utilizados retiraram-se das Tabelas 5.1 e 5.2.

Determinando os valores obtidos para as relações e aplicando na Figura 3.17, a qual apresenta as regiões de validade das teorias das ondas, obtém-se a Figura 5.33.

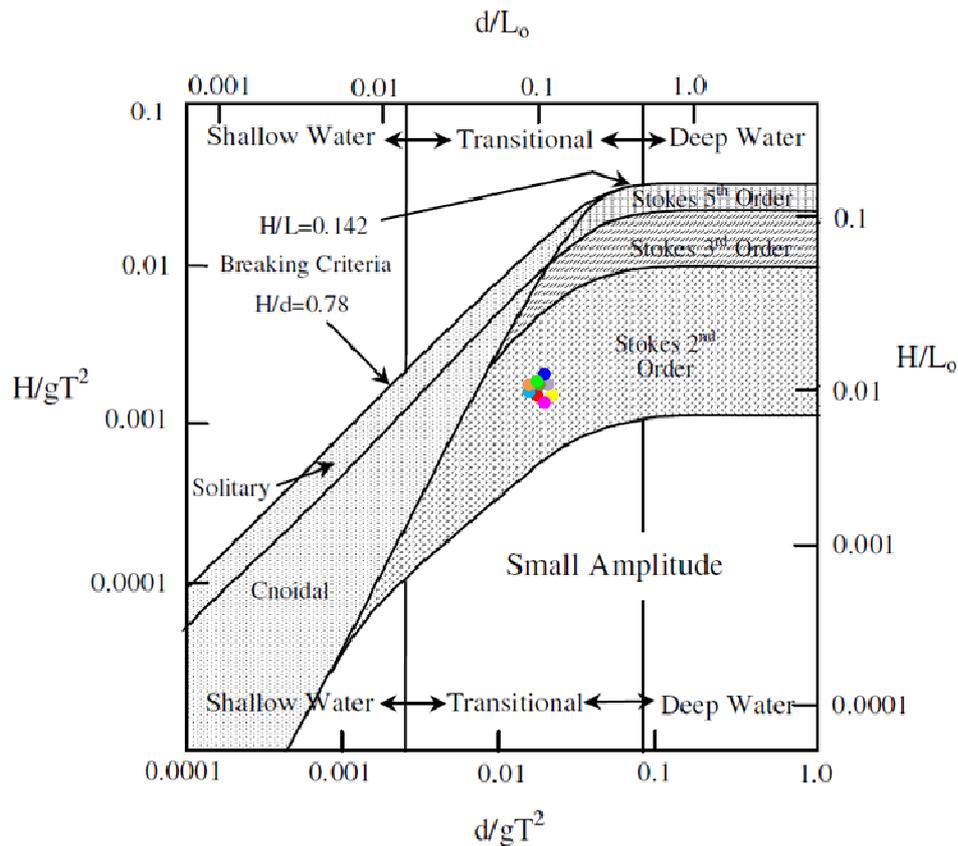


Figura 5.33-Região de Validade das Teorias das Ondas para os Dados de Ondas Obtidos no Modelo Físico Reduzido do Vertedouro em Degraus.

Através da Figura 5.33 verificou-se que as ondas obtidas no modelo físico reduzido do vertedouro em degraus são descritas pela teoria das ondas de Stokes de 2ª ordem, ou seja, efeitos de não linearidade estão presentes nestas ondas. Tal constatação já era esperada devido à existência de corrente no escoamento.

5.2.7. Análise adimensional

Neste item estão apresentadas algumas relações adimensionais que foram realizadas com o objetivo de melhor descrever as características de ondas através de parâmetros característicos do escoamento. Além disso, apresentam-se comparações feitas com trabalhos que realizaram medições similares, como de Abou-Seida (1963) e Lopardo (1978), porém com ressalto hidráulico formado a jusante de comporta.

Realizou-se a análise adimensional para as condições de ressalto hidráulico livre e submerso. Todos os resultados apresentados nesta análise adimensional são referentes aos dados obtidos próximo ao final do ressalto hidráulico.

Em resumo, as características das ondas obtidas próximas ao final do ressalto hidráulico livre, 1ª sonda, são apresentadas na Tabela 5.3. Realizou-se a análise adimensional para os dados de altura e período de ondas significativos obtidos por análise temporal.

Considerou-se a altura da onda significativa para a representação das alturas das ondas neste estudo, devido à identificação, através de revisão bibliográfica, do seu grande emprego na prática em engenharia costeira. Para o período das ondas, o período significativo foi considerado como período característico das ondas devido este ter apresentado melhor ajuste quando comparado com os dados teóricos, como visto no item 5.2.3, e observados, como visto no item 5.2.5.

Tabela 5.7 – Características das ondas obtidas pela 1ª sonda no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, em escala 1:10, para condição de ressalto hidráulico livre.

Q (l/s)	S	d ₂ (mm)	d ₁ (mm)	Fr ₁	Hs (cm)	Ts (s)	E ₁ (m)	E ₂ (m)	U ₁ (m/s)
40	0,8	217	37	4.49	2.89	0.74	0.05	0.23	2.70
40	1,0	265	26.4	7.44	2.41	0.82	0.03	0.27	3.79
45	0,8	242	38.1	4.83	3.31	0.75	0.05	0.25	2.95
45	0,9	265	32.7	6.07	3.75	1.00	0.04	0.27	3.44
45	1,0	289	28.2	7.58	2.89	0.98	0.04	0.30	3.99
50	0,9	265	40.2	4.95	3.54	0.75	0.05	0.27	3.11
50	1,0	302	31.6	7.10	3.17	1.03	0.04	0.31	3.96
55	0,9	283	41.9	5.12	3.80	0.80	0.05	0.30	3.28
55	1,0	320	34	7.00	3.40	1.09	0.04	0.33	4.04
60	0,9	304	43.4	5.30	4.02	0.84	0.06	0.32	3.46
60	0,9	320	39.9	6.01	4.75	1.19	0.05	0.33	3.76
60	1,0	339	36.1	6.98	3.25	0.96	0.05	0.35	4.16
65	0,9	320	45.5	5.35	4.50	0.84	0.06	0.33	3.57
65	1,0	354	38.7	6.81	3.61	1.17	0.05	0.36	4.20
70	0,9	337	48.1	5.30	4.57	0.88	0.06	0.35	3.64
70	1,0	372	40.7	6.80	3.66	1.20	0.05	0.38	4.30
75	0,9	358	49.2	5.49	4.94	0.96	0.06	0.37	3.81
75	0,9	372	46.1	6.05	5.15	1.44	0.06	0.38	4.07
75	1,0	389	42.7	6.78	3.80	1.23	0.05	0.40	4.39
80	0,9	372	51.5	5.46	5.57	1.26	0.07	0.39	3.88
80	1,0	409	44	6.92	3.96	1.18	0.06	0.42	4.55

Onde: Q (l/s) é a vazão escoada no modelo; S é o coeficiente de submergência, d₂ (cm) é a profundidade a jusante do ressalto hidráulico livre, d₁ (cm) é a profundidade à montante do ressalto hidráulico, Fr₁ é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico, Hs (cm) é a altura significativa da onda, Ts(s) é o período significativo da onda, E₁(m) e E₂(m) são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico e U₁(m/s) é a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto.

Obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 5.7 da seguinte maneira:

- coeficiente de submergência (S), através da equação de Marques *et al.* (1999, *apud*. NETO e MARQUES, 2008), conforme Equação 3.16;
- a profundidade a jusante do ressalto hidráulico (d₂) de forma visual;

- a profundidade a montante do ressalto hidráulico (d_1), através da equação de Bèlanger (1999), conforme Equação 3.18;
- o número de Froude, através de $F_{r1} = V_1/(gd_1)^{0,5}$;
- as alturas e os períodos das ondas dos registros por análise temporal;
- as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico, através da equação de energia, conforme Equação 3.32 e
- a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto pela equação da continuidade.

Através da Tabela 5.7 realizou-se uma análise adimensional, com o objetivo de identificar a relação entre os parâmetros característicos das ondas com o número de Froude. As Figuras 5.34 a 5.39 apresentam essas relações.

A Figura 5.34 apresenta a relação entre Hs/d_1 e o número de Froude (F_{r1}) para um ressalto livre a jusante de um vertedouro em degraus.

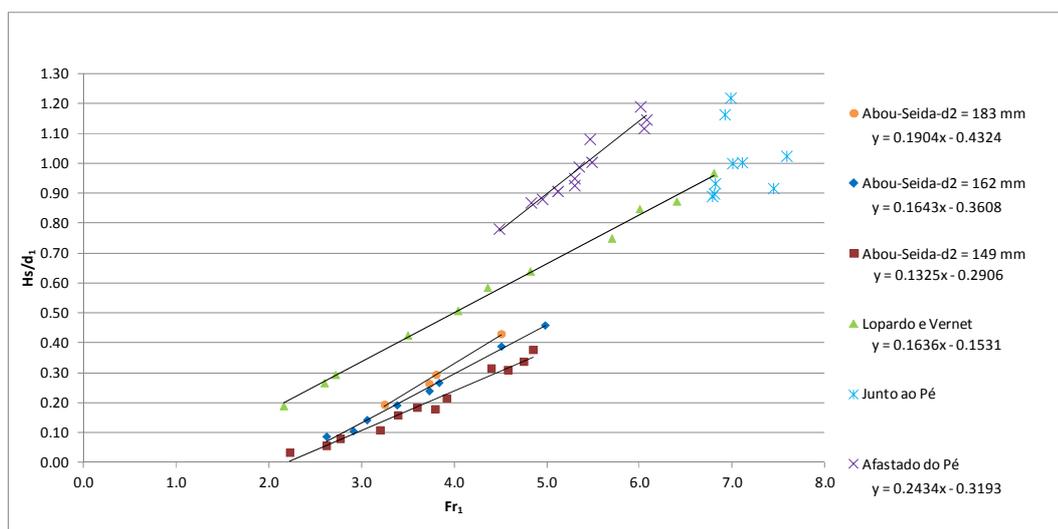


Figura 5.34 – Relação entre Hs/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo Hs a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante e F_{r1} o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

Através da Figura 5.34 observou-se que ocorre uma tendência clara de um aumento na relação Hs/d_1 com o aumento do número de Froude, para um ressalto hidráulico livre afastado do pé do vertedouro e com um número de Froude compreendido entre 4,5 e 6,0. A linha cheia indica esta tendência da distribuição de pontos.

Observação análoga não pode ser feita para um ressalto hidráulico livre iniciado junto ao pé do vertedouro com números de Froude maiores que 6,0. Comparando os valores obtidos neste estudo com os valores obtidos por Abou-Seida (1963) e, principalmente, Lopardo e Vernet (1978), observou-se que para uma mesma faixa do número de Froude, a relação Hs/d_1 apresenta tendência semelhante de evolução, porém com declividade e valores menores do

que os encontrados neste estudo. Possíveis justificativas para esta diferença de comportamento podem estar na geometria dos canais e nas diferentes origens de formação do ressalto hidráulico, ou seja, as alturas de ondas registradas pelos autores citados foram obtidas após um ressalto hidráulico formado a jusante de comporta, enquanto que neste estudo o ressalto hidráulico formou-se a jusante de um vertedouro em degraus.

Segundo Resch e Leutheusser (1974, *apud.* Hager, 1992), a diferença entre o ressalto hidráulico a jusante de uma comporta e a jusante de um vertedouro está na condição de desenvolvimento da camada limite a montante do ressalto hidráulico, ocasionando desta maneira características turbulentas diferentes.

Lopardo e Henning(1986) comparam em seu trabalho resultados obtidos com ressalto hidráulico a jusante de vertedouros e a jusante de comportas, para um número de Froude variando de 4,5 a 10, e concluíram que o comportamento do ressalto hidráulico está diretamente ligado às condições de entrada, destacando também que o comportamento das flutuações de pressões é diferente para condições a jusante entre vertedouros e comportas.

Na continuidade da análise, a Figura 5.35 mostra a relação entre H_s/d_2 e Fr_1 , sendo d_2 a profundidade a jusante do ressalto hidráulico efetivamente medida e apresentada na Tabela 5.7.

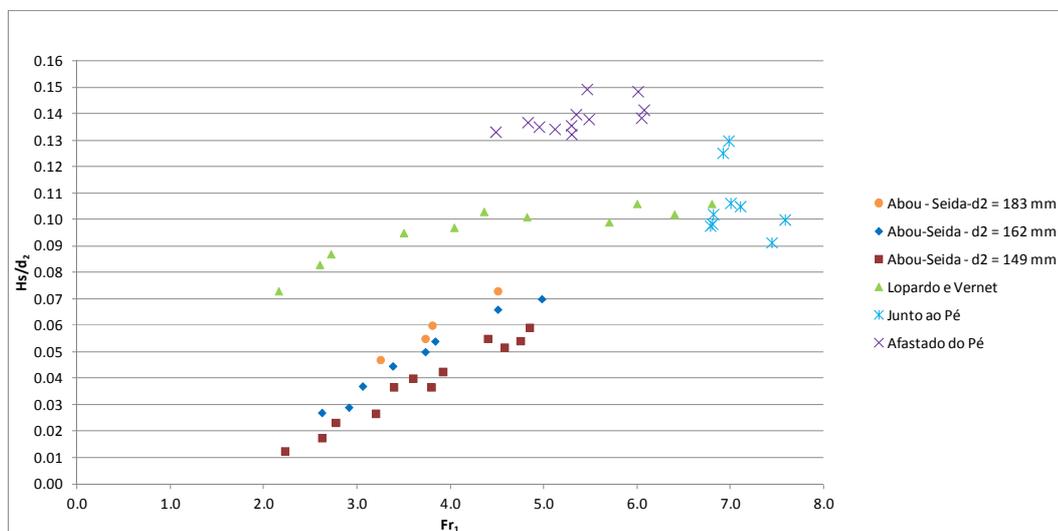


Figura 5.35 – Relação entre H_s/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante e Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

Através da Figura 5.35 constatou-se que a relação H_s/d_2 varia de 0,13 a 0,15 para o ressalto hidráulico formado a jusante do pé do vertedouro em degraus. Esta variabilidade de pequena amplitude na relação H_s/d_2 , na faixa do número de Froude investigada, está de acordo com as observações feitas por Lopardo e Vernet (1978), embora, com valores maiores para a relação H_s/d_2 do que os apresentados pelos autores citados. Para o ressalto hidráulico

formado junto ao pé do vertedouro em degraus, a relação H_s/d_2 variou entre 0,09 e 0,13, sendo possível verificar, também, uma diminuição e uma maior dispersão nos valores da relação H_s/d_2 quando comparados com os resultados obtidos para o ressalto hidráulico formado a jusante do pé do vertedouro.

Os resultados obtidos na localização próxima ao pé do vertedouro em degraus, embora tenham apresentado uma maior dispersão para a relação H_s/d_2 , apresentaram maior concordância com os resultados apresentados por Lopardo e Vernet (1978) e pareceram apresentar, também, a mesma tendência de variabilidade apresentada por Abou-Seida (1963) para um número de Froude menor que 4,5.

Considerando uma mesma profundidade a jusante do ressalto hidráulico (d_2) e diferentes números de Froude percebeu-se, ao analisar cada profundidade separadamente, através da Figura 5.36, que a razão entre a altura da onda e a profundidade (H_s/d_2) sofreu uma diminuição quando o ressalto hidráulico formou-se junto ao pé do vertedouro em degraus. Através da Figura 5.36, constatou-se também, que para maiores profundidades a jusante do ressalto hidráulico, a proximidade dos pontos obtidos indica que a profundidade a jusante do ressalto hidráulico, nas situações investigadas, não influenciou significativamente na altura da onda formada, em concordância com resultados obtidos anteriormente pelos autores e publicados em Gomes (2013).

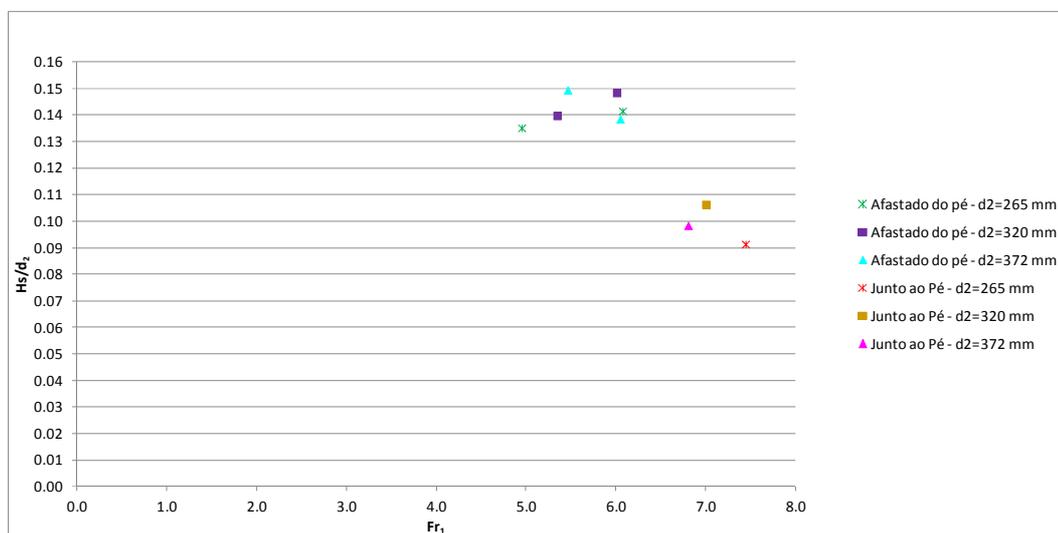


Figura 5.36 – Relação entre H_s/d_2 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre a jusante de vertedouro em degraus, onde H_s é a altura significativa da onda, d_2 a profundidade de jusante, lida no piezômetro, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

Através das Figuras 5.34 a 5.36 observou-se uma mudança de tendência para as relações H_s/d_1 e H_s/d_2 para números de Froude maiores do que 6,0, ou seja, uma tendência de decréscimo pareceu surgir para o ressalto hidráulico livre formado a jusante ao pé do vertedouro em degraus, indicando diminuição nas relações H_s/d_1 e H_s/d_2 .

A Figura 5.37 mostra a dependência da relação $H_s/(d_2-d_1)$ com o número de Froude (Fr_1) para os resultados obtidos em comparação com os demais autores citados anteriormente. Observou-se que os dados obtidos para um ressalto hidráulico formado a jusante do pé do vertedouro em degraus pareceram apresentar uma menor dependência entre a relação $H_s/(d_2-d_1)$ e a variação do número de Froude, Fr_1 , com média e desvio padrão iguais a 0,16% e 0,52%, respectivamente, do que com os resultados obtidos na formação do ressalto hidráulico junto ao pé do vertedouro em degraus, com média e desvio padrão iguais a 0,12% e 1,46%, respectivamente. Da mesma forma relatada a respeito da Figura 5.35, os resultados obtidos junto ao pé do vertedouro em degraus apresentaram uma relação com melhor aderência aos dados apresentados por Lopardo e Vernet (1978) e Abou-Seida (1963).

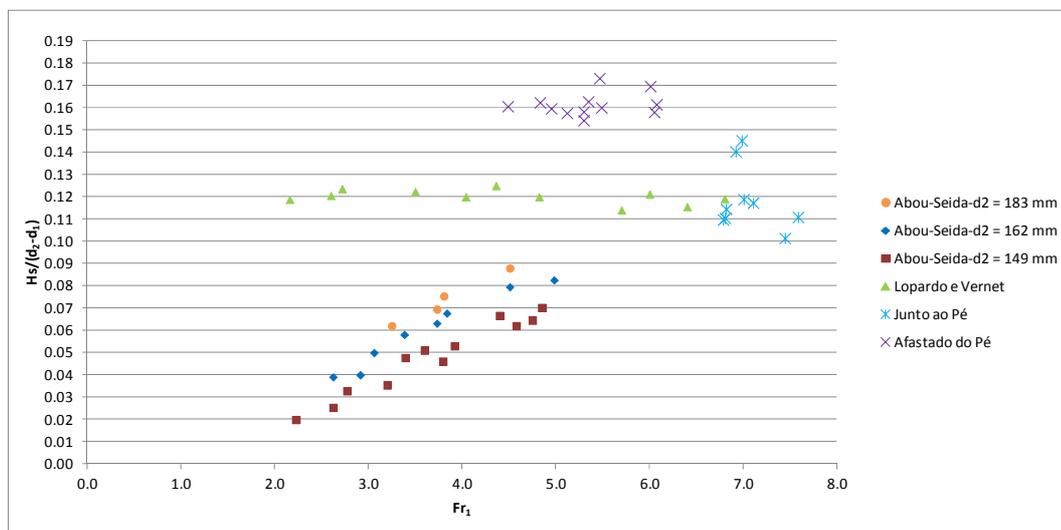


Figura 5.37 – Relação entre $H_s/(d_2-d_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, onde H_s é a altura significativa da onda, d_1 e d_2 são as profundidades de montante e jusante do ressalto hidráulico, respectivamente, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

A Figura 5.38 apresenta a relação entre $H_s/(E_2-E_1)$ e Fr_1 , onde E_1 e E_2 são as energias totais a montante e a jusante do ressalto hidráulico livre, respectivamente. Percebeu-se, pelos resultados obtidos, que a relação $H_s/(E_2-E_1)$ seguiu uma tendência bem definida com um diminuição no valor com o aumento do número de Froude, de acordo com a tendência apresentada por Lopardo e Vernet (1978).

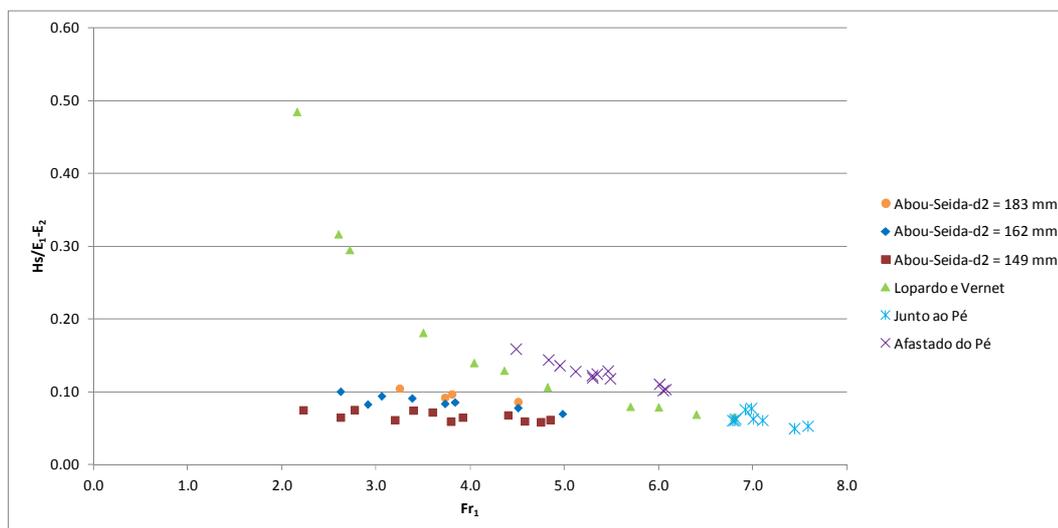


Figura 5.38 – Relação entre $H_s/(E_2-E_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, onde H_s é a altura significativa da onda, E_1 e E_2 são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico, respectivamente, e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

Utilizou-se o período significativo (T_s) para a representação do período das ondas. Com o objetivo de tornar adimensional a variável tempo (T_s) e de relacioná-la com o número de Froude (Fr_1), utilizou-se o parâmetro adimensional $U_1 T_s / d_2$. Através da Figura 5.39 verificou-se que a relação $U_1 T_s / d_2$ variou de 8 a 16 e de 11 a 14, para a condição de ressalto hidráulico livre formado a jusante e junto ao pé do vertedouro em degraus, respectivamente.

Lopardo e Vernet (1978) utilizaram em seu estudo o período de pico (T_p) para a representação do período das ondas, sendo assim, verificaram que a relação $U_1 T_s / d_2$ apresentava um aumento exponencial com o aumento do número de Froude.

Abou-Seida (1963) utilizou o período médio das ondas ($T_{médio}$) para a representação do período das ondas, e em seu estudo o autor verificou que o período médio das ondas não sofria variação com o aumento do número de Froude.

A relação $U_1 T_s / d_2$ apresentou estar mais de acordo com as observações feitas por Lopardo e Vernet (1978), embora, tenha apresentado valores maiores para a relação, para a condição de ressalto hidráulico formado a jusante do pé do vertedouro em degraus. Para a condição de ressalto hidráulico formado junto ao pé do vertedouro, a relação $U_1 T_s / d_2$ pareceu apresentar a mesma tendência que os valores encontrados por Lopardo e Vernet (1978), porém com uma maior dispersão. Estas diferenças podem estar associadas com a formação do ressalto hidráulico formado a jusante de comporta ou vertedouro em degraus, ou também com o período característico da onda a ser considerado.

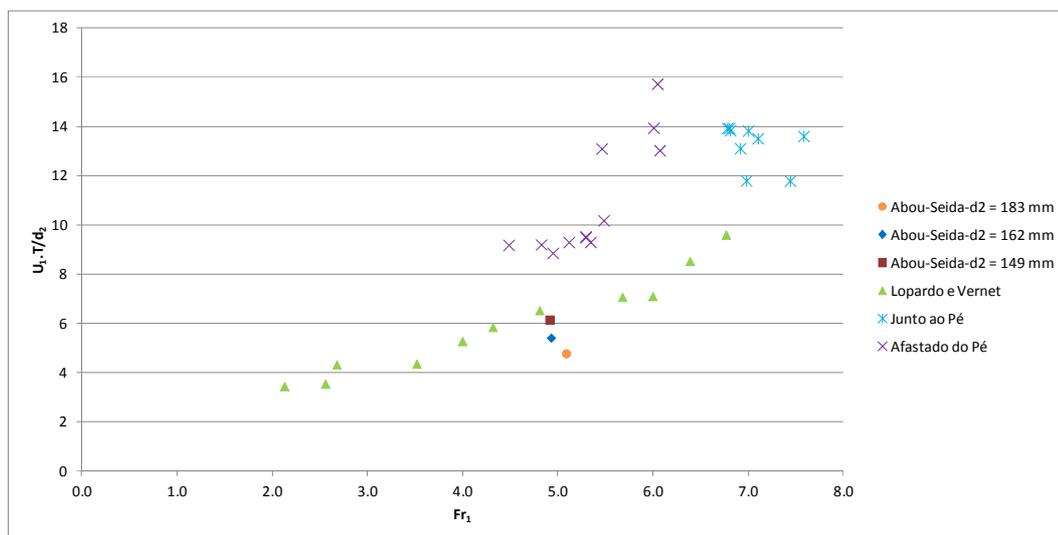


Figura 5.39 – Relação entre $U_1 T_s / d_2$ e o número de Froude, onde U_s é a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto, T_s é o período significativo da onda, d_2 a profundidade a jusante do ressalto hidráulico livre e Fr_1 é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre.

Quando a altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação supera a altura conjugada d_2 , o ressalto se transforma em submergido e o nível é representado por T_w .

As características das ondas obtidas próximas ao final do ressalto hidráulico submergido, 1ª sonda, com 10% e 20% de submergência, são apresentadas na Tabela 5.8. Realizou-se a análise adimensional para os dados de alturas e períodos de ondas significativos obtidos por análise temporal.

Tabela 5.8 – Características das ondas obtidas pela 1ª sonda no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, em escala 1:10, para condição de ressalto hidráulico submergido.

Q (l/s)	S	T_w (mm)	d_1 (mm)	Fr_1	H_s (cm)	T_s (s)	E_1 (m)	E_2 (m)	U_1 (m/s)
40	1,1	289	26.4	7.44	2.62	0.84	0.76	0.27	3.79
45	1,1	318	28.2	7.58	2.31	0.96	0.84	0.30	3.99
50	1,1	333	31.6	7.10	3.27	1.01	0.83	0.31	3.96
55	1,1	352	34	7.00	3.56	1.06	0.87	0.33	4.04
60	1,1	375	36.1	6.98	4.42	1.03	0.92	0.35	4.16
65	1,1	389	38.7	6.81	3.88	1.11	0.94	0.36	4.20
70	1,1	409	40.7	6.80	4.03	1.13	0.98	0.38	4.30
75	1,1	428	42.7	6.78	4.46	1.25	1.03	0.40	4.39
80	1,1	449	44	6.92	4.95	1.24	1.10	0.42	4.55
40	1,2	317	26.4	7.44	2.83	0.83	0.76	0.27	3.79
45	1,2	348	28.2	7.58	3.17	0.97	0.84	0.30	3.99
50	1,2	361	31.6	7.10	3.35	0.99	0.83	0.31	3.96
55	1,2	383	34	7.00	3.71	1.08	0.87	0.33	4.04
60	1,2	408	36.1	6.98	4.56	1.04	0.92	0.35	4.16
65	1,2	425	38.7	6.81	4.33	1.16	0.94	0.36	4.20
70	1,2	446	40.7	6.80	4.28	1.20	0.98	0.38	4.30
75	1,2	467	42.7	6.78	4.40	1.19	1.03	0.40	4.39
80	1,2	490	44	6.92	4.94	1.21	1.10	0.42	4.55

Onde: Q (l/s) é a vazão escoada no modelo; S é o coeficiente de submergência, T_w (cm) é a profundidade a jusante do ressalto hidráulico submergido, d_1 (cm) é a profundidade a montante do ressalto hidráulico livre junto ao pé do vertedouro, Fr_1 é o número de Froude na

entrada do ressalto hidráulico livre junto ao pé do vertedouro, H_s (cm) é a altura significativa da onda, T_s (s) é o período significativo da onda, E_1 (m) e E_2 (m) são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico e U_1 (m/s) é a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto.

Obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 5.8 da seguinte maneira:

- o coeficiente de submergência (S), através da equação de Marques *et al.* (1999, *apud.* NETO e MARQUES, 2008), conforme Equação 3.16;

- a profundidade a jusante do ressalto hidráulico (T_w), considerando o ressalto hidráulico submerso, com 10% e 20% de submergência do ressalto hidráulico livre;

- a profundidade a montante do ressalto hidráulico livre junto ao pé do vertedouro em degraus (d_1), através da equação de Bèlanger (1999), conforme Equação 3.18;

- o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre junto ao pé do vertedouro em degraus,

- as alturas e os períodos das ondas a partir dos registros por análise temporal;

- as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico, através da equação de energia, conforme Equação 3.32 e

- a velocidade média do escoamento na entrada do ressalto pela equação da continuidade.

Através da Tabela 5.8 realizou-se uma análise adimensional, com o objetivo de identificar a relação entre os parâmetros característicos das ondas com o número de Froude. As Figuras 5.40 a 5.45 apresentam estas relações.

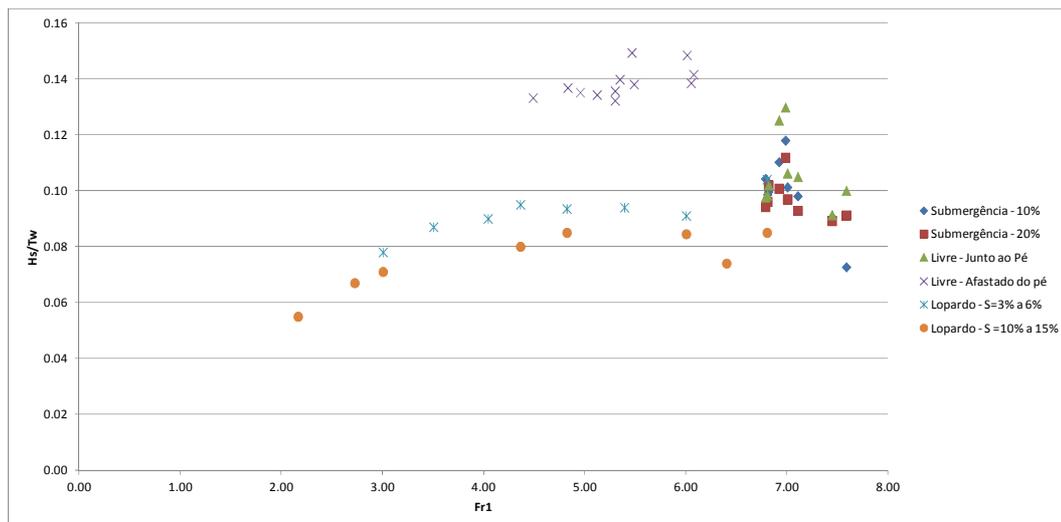


Figura 5.40 – Relação entre H_s/T_w e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, T_w a profundidade de jusante do ressalto e Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus.

Através da Figura 5.40 percebeu-se que a relação H_s/T_w não apresentou uma variação significativa com o aumento do coeficiente de submergência, ou seja, a submergência do ressalto hidráulico pareceu não influenciar a relação H_s/T_w com a variação do número de Froude. No entanto, é importante ressaltar que a faixa de variação do número de Froude investigada neste estudo apresentou-se muito pequena devido a grande quantidade de energia que foi dissipada pelo vertedouro em degraus. A variabilidade da amplitude apresentada pela relação H_s/T_w , na faixa do número de Froude investigada, não apresentou a mesma tendência dos resultados obtidos com a condição de ressalto hidráulico livre a jusante do pé do vertedouro e, também, pelas observações feitas por Lopardo e Vernet (1978).

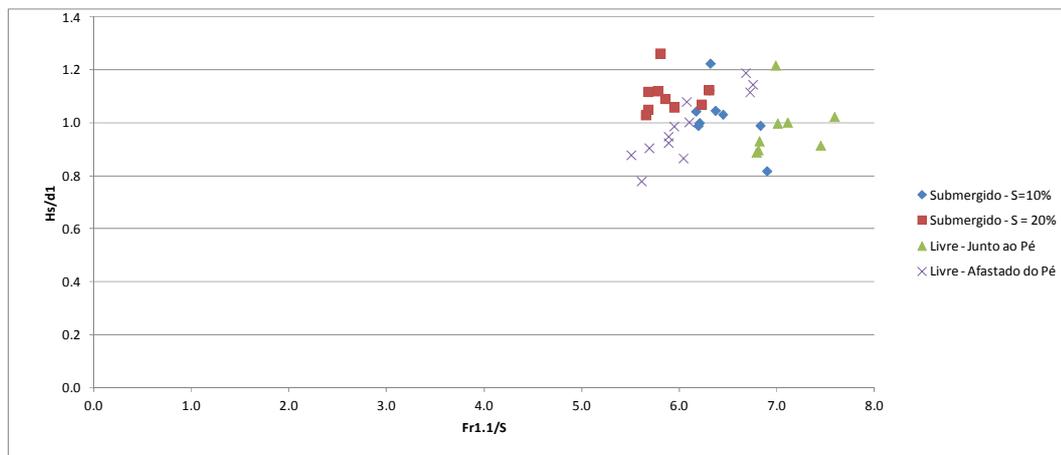


Figura 5.41 – Relação entre H_s/d_1 e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 a profundidade de montante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.

A relação H_s/d_1 apresentou uma variação de 0,8 a 1,2, conforme Figura 5.41, para a condição de ressalto hidráulico submergido com 10% de submergência, apresentando média e desvio padrão de 1,03 e 11%, respectivamente. Para uma submergência de 20%, a relação H_s/d_1 apresentou uma variação de 1,0 a 1,2, com média e desvio padrão de 0,99 e 7%, respectivamente. Comparando com os resultados apresentados para a condição de ressalto hidráulico livre, formado junto e a jusante do pé do vertedouro, com média de 1,01 e 0,99, e desvio padrão de 12% e 13%, respectivamente, para a faixa de número de Froude investigada, a relação H_s/d_1 pareceu não sofrer interferência significativa com o aumento da submergência do ressalto hidráulico.

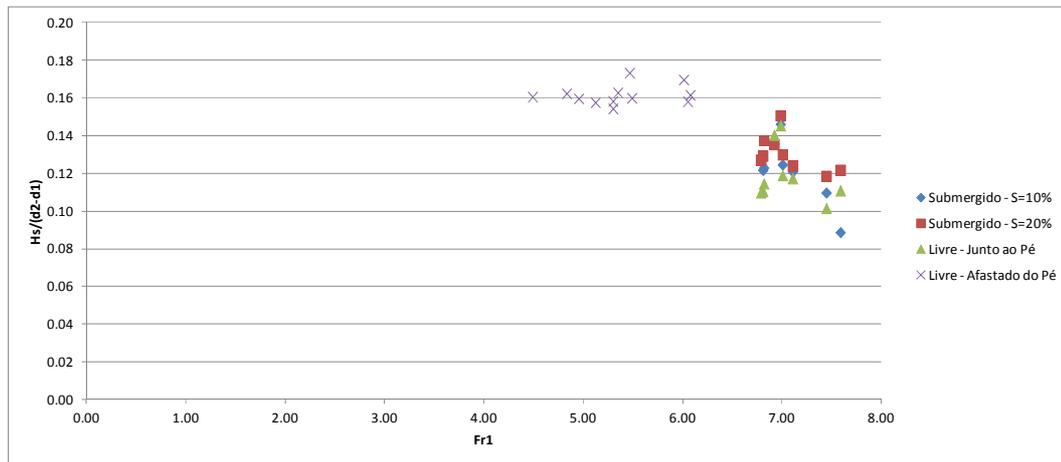


Figura 5.42 – Relação entre $H_s/(d_2 - d_1)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, d_1 e d_2 são as profundidades de montante e jusante do ressalto hidráulico livre, respectivamente, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.

De acordo com a Figura 5.42, verifica-se que a relação $H_s/(d_2 - d_1)$ apresenta uma variação de 0,08 a 0,15, para condição de ressalto hidráulico submergido, com 10% e 20% de submergência, de 0,08 a 0,15 e 0,12 a 0,15, respectivamente.

De acordo com os dados obtidos para as duas condições de submergência, assim como para a condição de ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro, observou-se que a relação $H_s/(d_2 - d_1)$ pareceu não apresentar dependência com a condição de submergência do ressalto hidráulico, embora tenha apresentado uma certa dependência com a variação do número de Froude, diferentemente do que percebeu-se para a condição de ressalto hidráulico livre formado a jusante do pé do vertedouro.

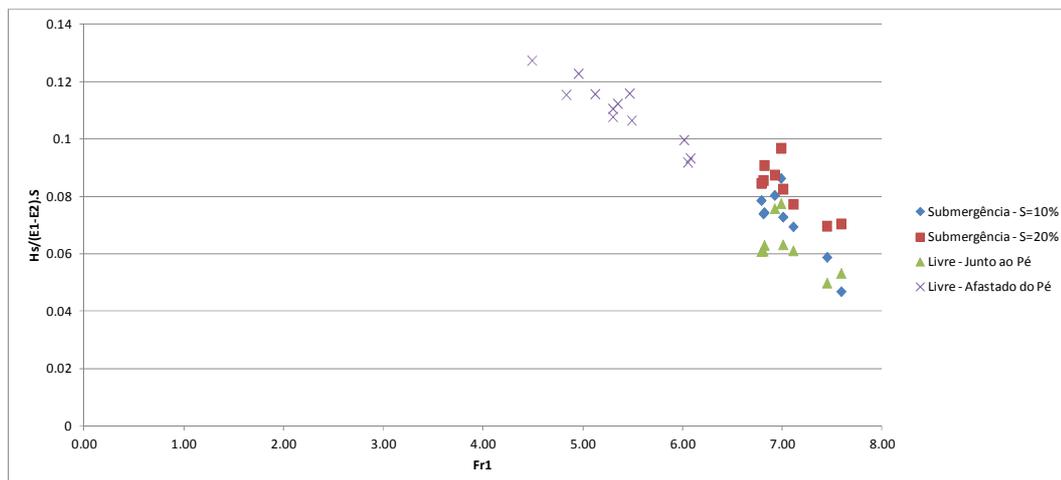


Figura 5.43 – Relação entre $H_s/(E_1 - E_2)$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo H_s a altura significativa da onda, E_1 e E_2 são as energias totais de montante e jusante do ressalto hidráulico livre, respectivamente, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.

A relação $H_s/(E_2 - E_1)$ apresentou uma tendência bem definida com uma diminuição no valor com o aumento do número de Froude, conforme Figura 5.43. Através da referida figura identificou-se também, o crescimento da relação $H_s/(E_2 - E_1)$ com o aumento do coeficiente de

submergência, com médias de 0,06, 0,07 e 0,08, para as condições de ressalto hidráulico livre, formado junto ao pé do vertedouro, e submergido com 10% e 20% de submergência, respectivamente.

As Figuras 5.44 e 5.45 apresentam as relações $U_1 T_s / d_2$ e $U_1 T_s / d_1$ em relação ao número de Froude, respectivamente. Através das referidas Figuras, constatou-se que as relações não sofreram variações com o aumento da submergência, apresentando média igual a 13 para a relação de $U_1 T_s / d_2$ e igual a 125 para a relação $U_1 T_s / d_1$, para todas as condições de ressalto hidráulico, com exceção da condição de ressalto hidráulico livre formado a jusante do pé do vertedouro.

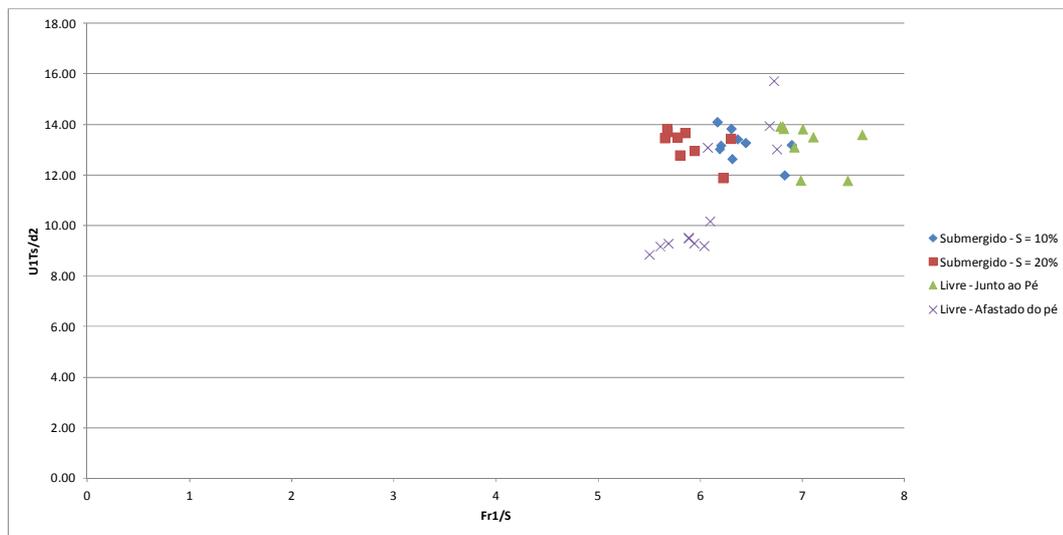


Figura 5.44 – Relação entre $U_1 T_s / d_2$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo T_s o período significativo da onda, d_2 a profundidade de jusante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.

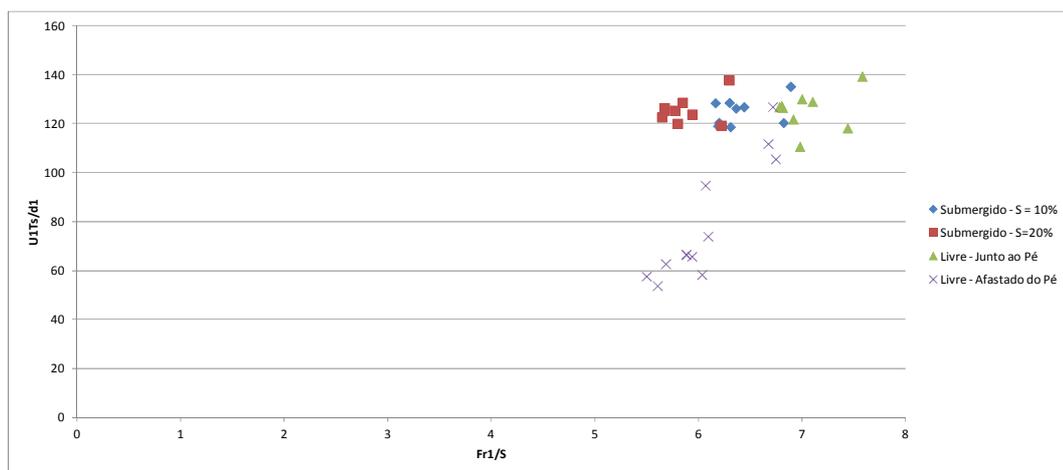


Figura 5.45 – Relação entre $U_1 T_s / d_1$ e o número de Froude para ressalto hidráulico livre, sendo T_s o período significativo da onda, d_2 a profundidade de jusante do ressalto hidráulico livre, Fr_1 o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus e S o coeficiente de submergência.

Através dos resultados apresentados para análise adimensional, observou-se que as relações H_s / d_1 , H_s / d_2 e $H_s / (d_2 - d_1)$ apresentaram valores mais altos e menores dispersões

quando obtidos na formação do ressalto hidráulico livre afastado do pé do vertedouro em degraus, na comparação com a formação do ressalto hidráulico livre formado junto ao pé do vertedouro em degraus. Por outro lado, embora estas últimas relações tenham apresentado maior dispersão, indicaram uma diminuição na altura das ondas quando o ressalto hidráulico formou-se nesta posição.

A razão entre a altura de onda significativa e a diferença entre as energias de entrada e saída do ressalto hidráulico livre, $H_s/(E_2-E_1)$, apresentou uma mesma tendência tanto para os dados obtidos com a formação do ressalto hidráulico afastado do pé do vertedouro em degraus, como para os dados obtidos com a formação do ressalto hidráulico junto ao pé do vertedouro em degraus.

Com relação à caracterização dos períodos das ondas, obtidos para a condição de ressalto hidráulico livre, observou-se através do parâmetro U_1T_s/d_1 , um crescimento semelhante ao apresentado por Lopardo e Vernet (1978), porém com valores maiores do que os apresentados pelos autores.

De um modo geral, as relações entre os adimensionais utilizados para caracterização da altura e do período das ondas, para a condição de ressalto hidráulico livre, se mostraram mais de acordo com as observações apresentadas por Lopardo e Vernet (1978) do que com as observações apresentadas por Abou-Seida (1963).

Através dos resultados obtidos para análise adimensional em condições de ressalto hidráulico submerso, observou-se que as relações H_s/T_w , H_s/d_1 e $H_s/(d_2-d_1)$ não apresentaram alterações significativas com relação à submersão. Porém, as observações realizadas neste estudo compreenderam uma faixa pequena de variação do número de Froude, devido a grande dissipação de energia que ocorreu no vertedouro em degraus ocasionando limitação na variação do número de Froude.

A relação $[H_s/(E_2-E_1)].S$, em condições de ressalto hidráulico submerso, apresentou uma tendência de crescimento com o aumento da submersão.

Para as relações U_1T_s/d_2 e U_1T_s/d_1 , que caracterizam os períodos das ondas, observou-se que não sofreram alterações devido às condições de submersões investigadas neste estudo.

5.3 Análise dos Dados da Segunda Etapa dos Ensaios

5.3.1 Características das Ondas Geradas no Canal de Ondas

O canal de ondas utilizado para a reprodução das ondas geradas a jusante de um vertedouro em degraus, possui um gerador de ondas do tipo articulado no fundo, conforme características descritas no item 4.2.2.

Primeiramente efetuou-se uma série de testes para a obtenção da curva de eficiência do gerador de ondas. Realizaram-se estes testes para diferentes posições do braço e do variador de frequência do gerador e, então, adquiriram-se dados de ondas em quatro posições fixas ao longo do canal, conforme esquema apresentado na Figura 4.9. Adotaram-se estas posições com base em estudos anteriormente já realizados no canal de ondas, conforme Rosauro (1999), Cerdeira (2006) e Clemente (2013).

Para análise e obtenção das curvas de eficiência do gerador de ondas, consideraram-se somente os dados de ondas em duas posições distintas, ou seja, uma na parte mais profunda do canal e próxima ao gerador de ondas, denominada como posição P_0 , e outra na parte mais rasa do canal e próxima ao talude de representação das margens de um rio, denominada como posição P_3 .

Utilizaram-se os dados obtidos próximo ao gerador para avaliação de como as ondas seriam produzidas pelo gerador de ondas, sendo esta avaliação realizada através de comparação com as características teóricas de ondas obtidas por Dean e Dalrymple, 1992, e Cerdeira, 2006.

A Figura 5.46 apresenta os resultados obtidos para a posição mais próxima ao gerador de ondas, ou seja, para os dados obtidos na parte mais profunda do canal.

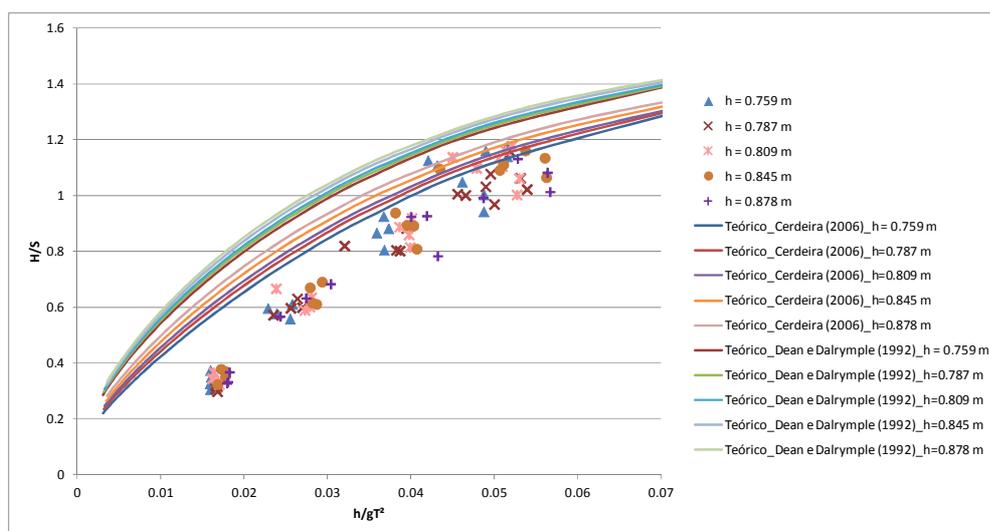


Figura 5.46 - Curva teórica do gerador de ondas (Cerdeira, 2006) e valores experimentais referentes à posição mais próxima ao gerador, ou seja, posição P_0 .

Onde H é a altura de onda, S_0 comprimento do braço do gerador de ondas, h é a profundidade de água, T é o período da onda e g é a aceleração da gravidade.

Na Figura 5.46, a curva teórica apresentada por Dean e Dalrymple (1992) relacionou o movimento da pá de um gerador articulado no fundo com as características das ondas. A curva teórica apresentada por Cerdeira (2006) também relacionou o movimento da pá de um gerador articulado no fundo com as características das ondas, porém considerou o degrau ao qual o gerador encontrou-se apoiado dentro do canal.

Comparando os valores encontrados nos testes com os valores obtidos por ambos autores, identificou-se um comportamento semelhante, porém com diferenças relativamente grandes, principalmente para ondas de maiores períodos.

Com relação à curva teórica apresentada por Dean e Dalrymple, 1992, as diferenças entre os valores obtidos nos testes e os valores estimados pela curva teórica, já eram esperados devido à existência de um degrau ao qual o gerador de ondas encontrou-se apoiado, conforme características descritas sobre o gerador de ondas no item 4.2.2, não ter sido considerado pelas formulações teóricas apresentadas pelos referidos autores. A presença deste degrau no fundo do canal, de aproximadamente 11 cm de altura, ocasionou uma perda de movimentação de água que conseqüentemente não participou na formação da onda.

Com relação à curva teórica apresentada por Cerdeira, 2006, a qual leva em consideração o degrau existente no fundo do canal, também ocorreram diferenças significativas entre os valores obtidos nos ensaios e a curva teórica apresentada pelo referido autor. Estas diferenças, entre os valores calculados e os obtidos através dos ensaios, podem estar associadas a fatores construtivos do gerador, como por exemplo, a existência de frestas no fundo e nas laterais da pá do gerador que proporcionam fuga de água.

Rosauro, 1992, investigou em seu estudo as características das ondas geradas no mesmo canal de ondas, e chegou à conclusão de que a eficiência do gerador de ondas era bastante pobre, porém as ondas geradas eram aproximadamente senoidais. Além disso, a referida autora investigou também a influência de um outro degrau de aproximadamente 0,47 m de altura, localizado a 13 m de distância do gerador, conforme esquema apresentado na Figura 4.6. Segundo a referida autora, de uma maneira geral, as ondas originadas pelo gerador ao passar da parte mais funda para a parte mais rasa tinham seu comprimento de onda e altura modificados. As alturas de ondas medidas na parte mais rasa do canal foram confrontadas com as alturas de ondas calculadas pela teoria de linear de Airy, e os resultados obtidos foram considerados muito bons para a maioria dos casos investigados pela autora, com diferenças na ordem de 4 a 5 %. Desta forma a referida autora concluiu que o degrau não tornava as ondas menos adequadas do que aquelas reproduzidas logo após o ponto de geração.

Com base nesta informação e com o objetivo de melhor planejar os experimentos que seriam realizados no canal de ondas, elaboraram-se as curvas de eficiência do gerador de ondas, para a parte mais rasa do canal, ou seja, para a parte mais próxima ao talude de proteção das margens de rios representado ao final do canal de ondas.

Desta forma, para obtenção da curva de eficiência do gerador de ondas, utilizaram-se os dados adquiridos somente da parte mais rasa do canal, ou seja, numa posição fixa distante de 24 m da pá.

Realizaram-se testes com valores de frequência do motor de aproximadamente 39 Hz, 50 Hz, 61 Hz, 69 Hz e 71 Hz. Assim, considerou-se o intervalo de período obtido para a determinação da curva de eficiência de $1,2 \text{ s} < T < 2,3 \text{ s}$.

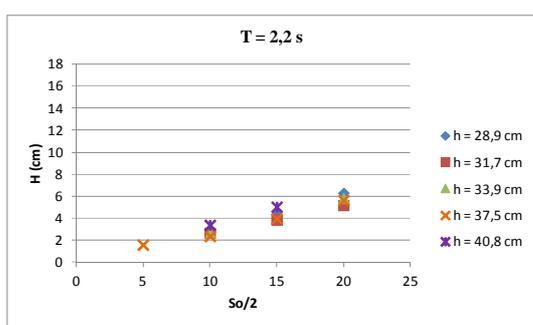
Para a variação do braço da pá do gerador de ondas consideraram-se valores de 5 cm, 10 cm, 15 cm e 20 cm, ou seja, dois valores extremos, sendo um máximo e um mínimo, e dois valores intermediários. A altura da onda está relacionada tanto à variação do braço quanto à variação da frequência do motor, sendo assim, obtiveram-se intervalos de alturas de $1,6 \text{ cm} < H < 15,4 \text{ cm}$.

Para as diferentes configurações de frequência do motor e braço da pá, analisadas para os testes, consideraram-se para cada uma as seguintes profundidades de água para a parte mais rasa do canal: 28,9 cm, 31,7 cm, 33,9 cm, 37,5 cm e 40,8 cm.

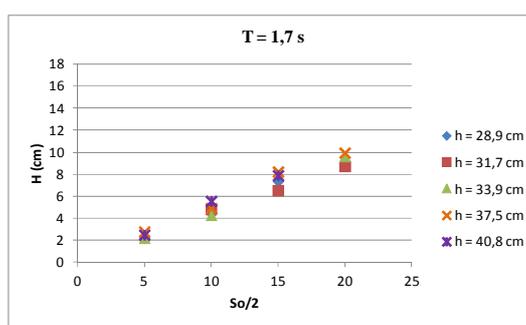
Realizou-se a determinação das características das ondas (H e T) através de análise temporal pelo método de zero-ascendente, conforme descrito no item 3.10.1.

Primeiramente, para a determinação da curva de eficiência do gerador de ondas, se verificou se haveria influência da profundidade de água dentro do canal com as características das ondas. Para isto, fixou-se a frequência do motor e variou-se o comprimento do braço da pá do gerador e a profundidade de água dentro do canal. Desta forma, verificou-se uma relação linear entre S_0 e H.

As Figuras 5.47 (a), (b), (c), (d) e (e) apresentam a relação entre S_0 e H para diferentes valores do período de onda.



(a)



(b)

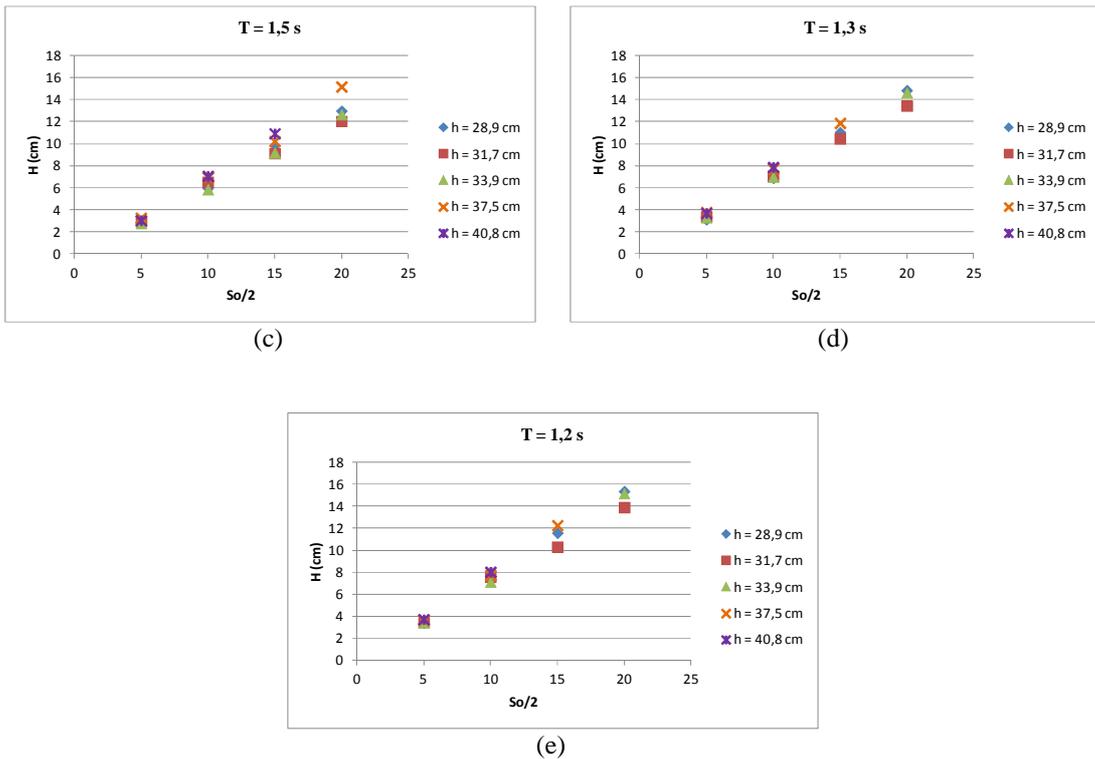


Figura 5.47 - Altura da onda gerada, para diferentes períodos, deslocamentos do braço do gerador e profundidade de água.

Através das Figuras 5.47 (a), (b), (c), (d) e (e) verificou-se que a profundidade de água dentro do canal de ondas não apresentou influência significativa nas características das ondas (H e T), além disso, constatou-se também, que para um mesmo comprimento de braço do gerador, a altura da onda aumentou à medida que diminuiu o período da onda.

Determinaram-se as curvas de eficiência do gerador de ondas, conforme Figura 5.48, em termos de valores absolutos do período e da altura de ondas para diferentes comprimentos do braço do gerador de ondas.

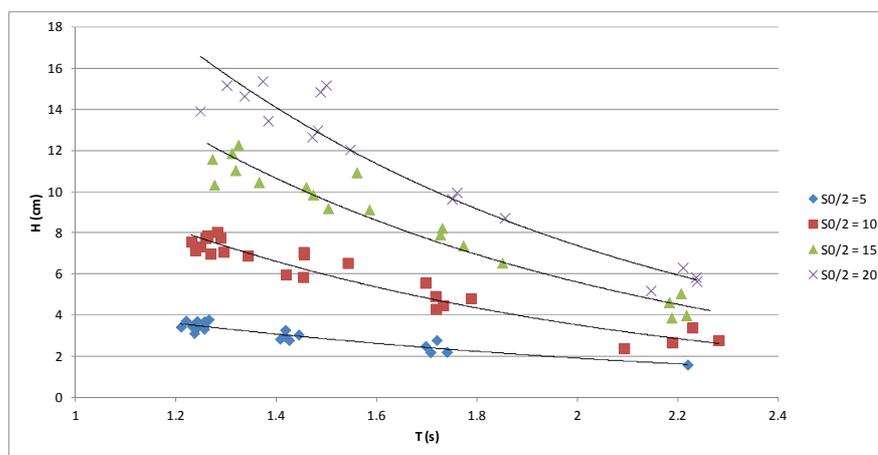


Figura 5.48 - Curvas de eficiência do gerador de ondas utilizado. Altura de onda em função do comprimento do braço do gerador ($S_0/2$) dado em centímetros, para diferentes valores de período.

Através da Figura 5.48 verificou-se que o gerador de ondas apresentou uma maior restrição com relação à altura de onda gerada à medida que o período da onda aumentou.

Através dos dados obtidos pode-se também relacionar os períodos característicos das ondas com os valores de frequência do motor, conforme Figura 5.49.

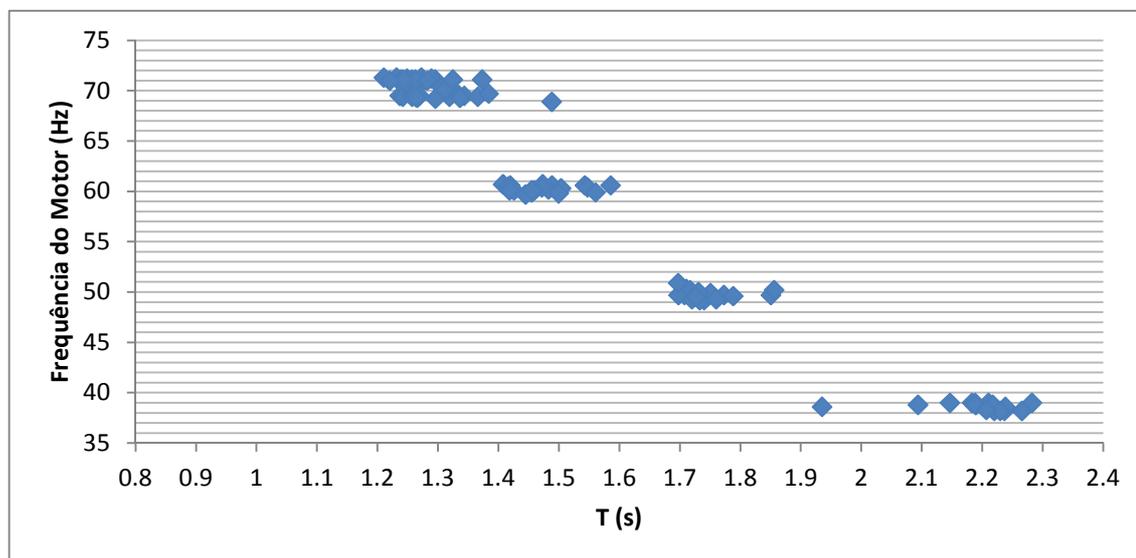


Figura 5.49- Frequência do motor versus períodos característicos das ondas.

5.3.2 Reprodução das Ondas no Canal de Ondas

Os experimentos realizados no canal de ondas, descritos no item 4.3.2, tiveram como objetivo avaliar os efeitos provocados pelas ondas, originadas a jusante de um vertedouro em degraus, em margens de rios com diferentes granulometrias e inclinações.

Para isto, inicialmente determinaram-se as características das ondas que seriam reproduzidas no canal de ondas, sendo este procedimento realizado de acordo com a metodologia descrita no item 4.3.1 e apresentado no item 5.2. Para cada uma das vazões ensaiadas no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus adotaram-se como representativas as vazões de 40 l/s, 60 l/s e 80 l/s, para a reprodução no canal de ondas, as quais foram denominadas de A, B e C, respectivamente.

Como já descrito anteriormente, no item 4.3.1, somente reproduziram-se os dados obtidos pela 1ª sonda no canal de ondas, por estes apresentarem as características das ondas mais próximas ao ressalto hidráulico.

Após a obtenção das características das ondas que seriam reproduzidas no canal de ondas, realizou-se um processo de conversão de escala entre o modelo físico reduzido de vertedouro em degraus e o protótipo. Este processo de conversão realizou-se conforme critério de semelhança de Froude com escala de redução geométrica sem distorção de 1 para 10 com o protótipo, conforme criação do modelo físico reduzido. A Tabela 5.9 apresenta os

valores obtidos para as características das ondas, em escala de protótipo, para cada uma das vazões representativas.

Tabela 5.9 – Vazões características da operação e seus respectivos períodos e alturas significativas no protótipo (* foram mantidos os valores de vazão em escala de modelo).

Fr ₁ *	7,44	6,98	6,91
Q(l/s)*	40	60	80
Onda	A	B	C
Hs (cm)	25,7	33,6	39,2
Ts(s)	2,6	3,2	3,8
d (m)	2,90	3,74	4,49
L (m)	10,18	14,68	20,22
d/L	0,28	0,25	0,22

Onde: Fr₁ é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico, Q (l/s) é a vazão escoada no modelo, Onda é a denominação adotada para cada tipo de onda; Hs (cm) é a altura significativa da onda, Ts(s) é o período significativa da onda, d(m) é a profundidade média a jusante do ressalto hidráulico, L(m) é o comprimento de ondas e d/L é a profundidade relativa.

Posteriormente relacionaram-se as características das ondas obtidas para o protótipo, Tabela 5.9, com a curva de eficiência do gerador de ondas utilizado no canal de ondas, Figura 5.48. Fez-se esta relação juntamente com a hipótese de reprodução por semelhança de Froude e redução geométrica sem distorção. Este procedimento resultou em uma escala de 1 para 5 entre o protótipo e o canal de ondas. A Tabela 5.10 apresenta os valores obtidos para a reprodução de ondas no canal de ondas.

Tabela 5.10 – Valores característicos das ondas para reprodução no canal de ondas em escala de 1:5.

Onda	A	B	C
H(cm)	5,1	6,7	7,8
T(s)	1,2	1,4	1,7
d (m)	0,58	0,75	0,88
L (m)	2,04	2,93	4,04
d/L	0,28	0,25	0,22

Onde: Fr₁ é o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico, Q (l/s) é a vazão escoada no modelo, Hs (cm) é a altura significativa da onda e Ts(s) é o período significativa da onda.

Após o emprego dos resultados apresentados na Tabela 5.10, na curva de eficiência do gerador, Figura 5.48, e na relação frequência do motor versus períodos característicos das ondas, Figura 5.49, obteve-se uma primeira estimativa do comprimento do braço do gerador ($S_0/2$) e da frequência do motor, para a reprodução das ondas no canal de ondas. Após esta primeira estimativa, realizaram-se posteriores testes, com pequenos ajustes em relação ao nível de água no canal de ondas, pois devido a limitações do canal as profundidades de água obtidas na Tabela 5.10 não puderam ser reproduzidas. As configurações resultantes para o

canal de ondas e as características das ondas geradas, com o nível de água possível de ser utilizado no canal, estão apresentadas na Tabela 5.11. Na referida Tabela, também são apresentados os valores de comprimento de onda e profundidade relativa das ondas geradas no canal.

Tabela 5.11 – Configurações resultantes para o canal de ondas e características das ondas geradas.

Onda	A	B	C
$S_0/2$ (cm)	7,5	10	15
h (m)	0,317	0,317	0,339
Freq (Hz)	71	62,9	50,3
H (cm)	5,2	6,1	7,5
T (s)	1,3	1,4	1,7
L (m)	2	2,2	2,9
h/L	0,16	0,14	0,12

Onde: $S_0/2$ (cm) é o comprimento do braço do gerador de onda, h (cm) é a profundidade de água no canal referente à parte mais rasa, Freq (Hz) é a frequência do motor, H(cm) e T(s) são as alturas e os períodos de ondas gerados no canal, L(m) é o comprimento de onda e h/L é a profundidade relativa.

Os valores apresentados na Tabela 5.11, para profundidade relativa indicaram que as ondas geradas no canal de ondas encontraram-se em águas intermediárias, semelhante às ondas obtidas no modelo físico reduzido.

Aplicando os dados obtidos na Tabela 5.11, na Figura 3.15, obtém-se a Figura 5.50, na qual se verificou que as ondas geradas no canal não foram de pequenas amplitudes, e apresentaram componentes de segunda ordem, semelhantes às ondas obtidas para o modelo físico reduzido.

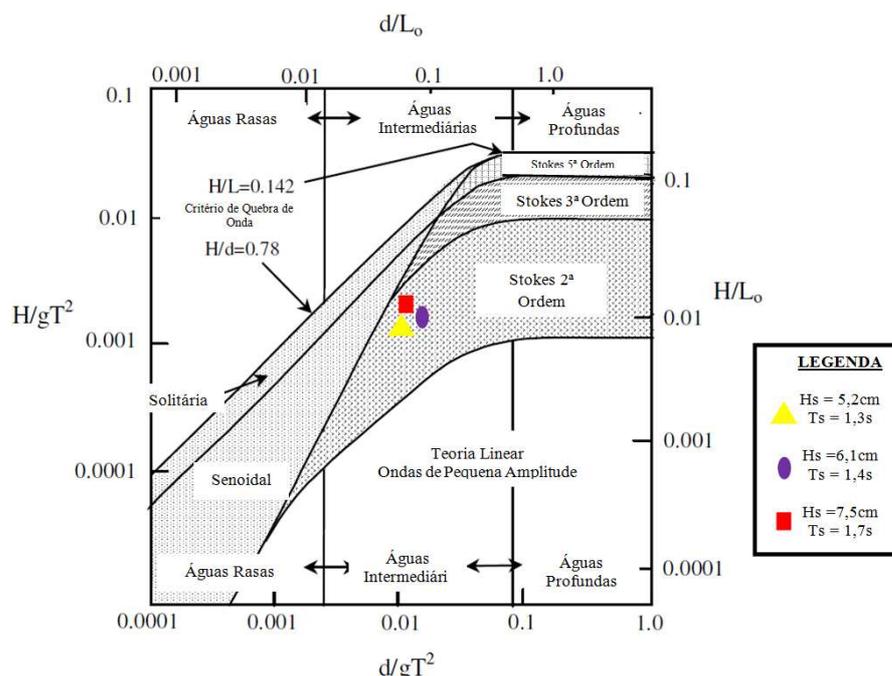


Figura 5.50 – Regiões de validade das teorias das ondas - para os dados de ondas obtidos no canal de ondas.

Sendo assim, realizou-se a reprodução das ondas no canal de ondas utilizando os seguintes critérios entre modelo, protótipo e canal de ondas: semelhança de Froude, escala de redução geométrica sem distorção, equivalência entre as relações das ondas com o fundo e equivalência entre as regiões de validade das teorias das ondas.

5.3.3 Dimensionamento do Material de Proteção

Os critérios utilizados para o dimensionamento do material de proteção dos taludes do protótipo estão descritos nos itens 4.3.2. Os parâmetros utilizados e os diâmetros mínimos obtidos para o material de proteção do talude encontram-se na Tabela 5.12.

Para leitos com base impermeável e permeável, as considerações feitas para o dimensionamento de proteção contra a ação de ondas no protótipo foram:

- areia média úmida com um valor médio de 2000 kg/m^3 ;
- para β' considerou-se um valor médio igual a 0,35;
- para K_d sem arrebentação adotou-se um valor médio igual a 3;
- para a inclinação do talude (α) consideraram-se três relações 1(V):1(H), 1(V):2(H) e 1(V):3(H).

Tabela 5.12: Parâmetros utilizados e diâmetros mínimos obtidos para o material de proteção dos taludes do protótipo.

DADOS RELATIVOS AO PROTÓTIPO																			
Onda	H (cm)	H (m)	T(s)	γ (N/m ³)	γ_s (kg/m ³)	γ_s (N/m ³)	Δ	β'	Inclinação (V:H)	α	$\alpha(^{\circ})$	sen α	cos α	cotg α	Kd	P (N)	Dmín (m)	Dmín(cm)	
IMPERMEÁVEL	A	25,7	0,257	2,6	9790,4	2000	19620	1,004004	0,35	1:1	0,79	45,00	0,707107	0,707107	-	-	-	-	
										1:2	0,46	26,57	0,447214	0,894427	-	-	-	0,200	20,0
										1:3	0,32	18,43	0,316228	0,948683	-	-	-	0,142	14,2
PERMEÁVEL	A	25,7	0,257	2,6	9790,4	2000	19620	-	-	1:1	0,79	45,00	-	-	1	3	109,691	0,220	22,0
										1:2	0,46	26,57	-	-	2	3	54,84549	0,175	17,5
										1:3	0,32	18,43	-	-	3	3	36,56366	0,153	15,3
IMPERMEÁVEL	B	33,6	0,336	3,2	9790,4	2000	19620	1,004004	0,35	1:1	0,79	45,00	0,707107	0,707107	-	-	-	-	-
										1:2	0,46	26,57	0,447214	0,894427	-	-	-	0,262	26,2
										1:3	0,32	18,43	0,316228	0,948683	-	-	-	0,185	18,5
PERMEÁVEL	B	33,6	0,336	3,2	9790,4	2000	19620	-	-	1:1	0,79	45,00	-	-	1	3	245,126	0,288	28,8
										1:2	0,46	26,57	-	-	2	3	122,563	0,229	22,9
										1:3	0,32	18,43	-	-	3	3	81,70866	0,200	20,0
IMPERMEÁVEL	C	39,2	0,392	3,8	9790,4	2000	19620	1,004004	0,35	1:1	0,79	45,00	0,707107	0,707107	-	-	-	-	-
										1:2	0,46	26,57	0,447214	0,894427	-	-	-	0,306	30,6
										1:3	0,32	18,43	0,316228	0,948683	-	-	-	0,216	21,6
PERMEÁVEL	C	39,2	0,392	3,8	9790,4	2000	19620	-	-	1:1	0,79	45,00	-	-	1	3	389,251	0,336	33,6
										1:2	0,46	26,57	-	-	2	3	194,6255	0,267	26,7
										1:3	0,32	18,43	-	-	3	3	129,7503	0,233	23,3

5.3.5 Caracterização da Ação das Ondas Sobre os Taludes

Realizaram-se os ensaios descritos no item 4.2.2 para sete configurações de seção transversal, denominadas configurações I, II, III, IV, V, VI e VII, descritas neste item. Submeteu-se cada configuração a três diferentes tipos de ondas chamadas de onda A, B e C, as quais foram descritas no item 5.3.2 com as seguintes características:

Onda A: altura (H) = 5,2 cm, período (T) = 1,3 s e profundidade de água no canal (h) = 31,7 cm;

Onda B: altura (H) = 6,1 cm, período (T) = 1,4 s e profundidade de água no canal (h) = 31,7 cm;

Onda C: altura (H) = 7,5 cm, período (T) = 1,7 s e profundidade de água no canal (h) = 33,9 cm.

Para cada configuração, avaliou-se visualmente o efeito das ondas sobre os taludes, considerando a estabilidade, movimentação de material, processos de erosão e formação de depósitos. Todas as configurações de taludes submeteram-se a três configurações de ondas, analisando-se a estabilidade do talude após a ação de cada uma. A ação de cada onda procedeu-se por 11 conjuntos de ensaios, descritos no item 4.3.2. Estes conjuntos denominaram-se de testes de T_1 a T_{11} . O primeiro conjunto de ensaios denominou-se de T_1 , o segundo conjunto de ensaios T_2 e assim sucessivamente até T_{11} .

5.3.5.1 Configuração I

A configuração I apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Brita G;

Inclinação do Talude 1:3.

O talude constituído com brita G e inclinação 1:3, conforme as observações efetuadas em cada teste para as ondas do tipo A e B, sofreu somente pequenas acomodações do material de proteção apresentando-se totalmente estável. Para a onda do tipo C, o talude não apresentou uma estabilização total, porém não houve movimentação do material de proteção durante o teste final chamado de T_{11} , o qual o número de ondas foi de aproximadamente 1000. De maneira geral, o talude não foi alterado significativamente pela incidência das ondas.

As Figuras 5.52 (a), (b) e (c) apresentam o talude antes e depois da incidência de onda tipo C.

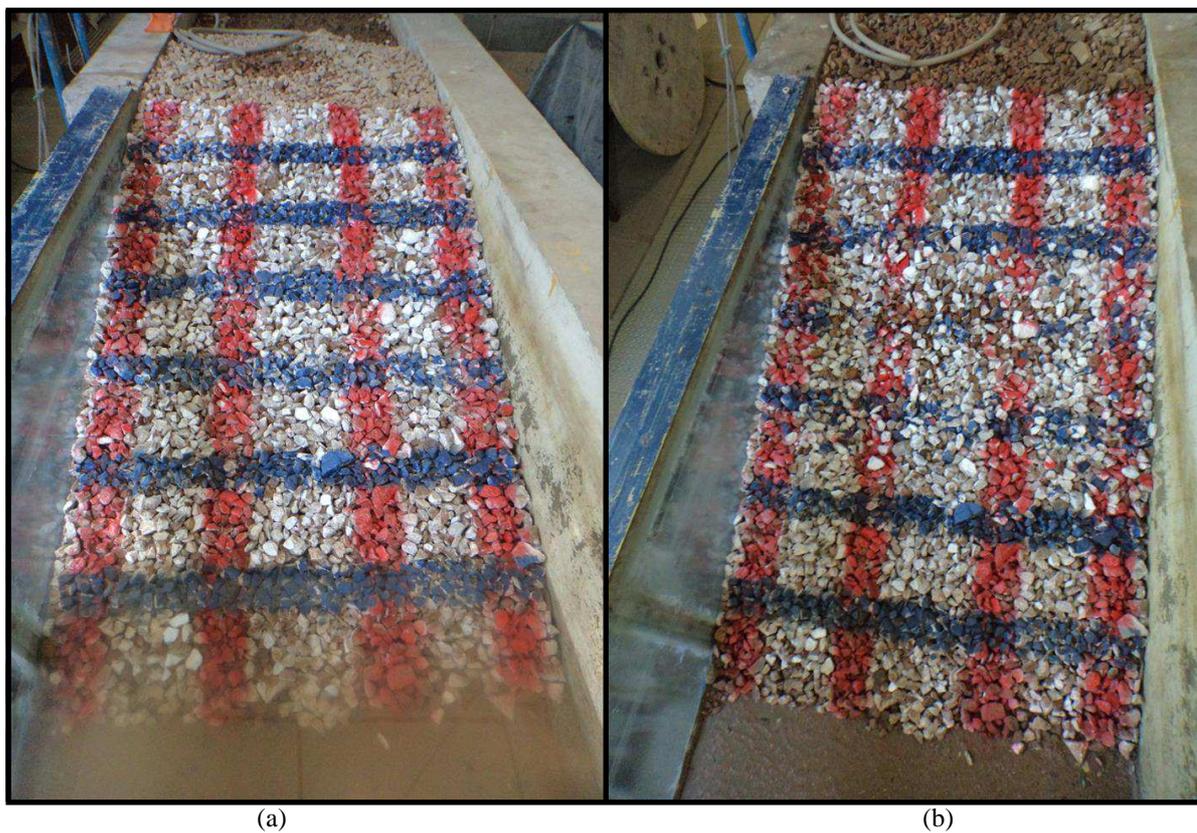


Figura 5.52 - Vistas do talude, antes(a), após (b) a ação das ondas e erosão de 4 cm (c), feito com brita G e inclinação 1:3 sob ação da onda tipo C.

5.3.5.2 Configuração II

A configuração II apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Brita G;

Inclinação do Talude 1:2.

Com a inclinação 1:2 e brita G para o material de proteção, os resultados obtidos com as ondas do tipo A e B pareceram conduzir a uma situação estável ou de movimentação

reduzida do material de proteção do talude. Para a incidência de onda do tipo C, percebeu-se uma instabilidade do talude durante todos os testes, ao final dos testes observou-se um banco de brita em uma região a 19 cm de profundidade, com relação à superfície da água.

Os aspectos da conformação do talude antes e após a realização do conjunto de ondas do tipo C podem ser vistos nas Figuras 5.53 e 5.54.



Figura 5.53 - Vista superior do talude, antes da ação das ondas, brita G e inclinação 1:2.



Figura 5.54 - Vista superior do talude, depois da ação das ondas, brita G, inclinação 1:2 e sob ação da onda tipo C.

5.3.5.3 Configuração III

A configuração III apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Brita G;

Inclinação do Talude 1:1.

Durante os testes, com a configuração III e incidência de onda tipo A, observou-se uma movimentação permanente no material de proteção do talude somente no primeiro (T_1) e

no último (T_{11}) teste. A Figura 5.55 apresenta a conformação do talude antes e após a realização dos testes.

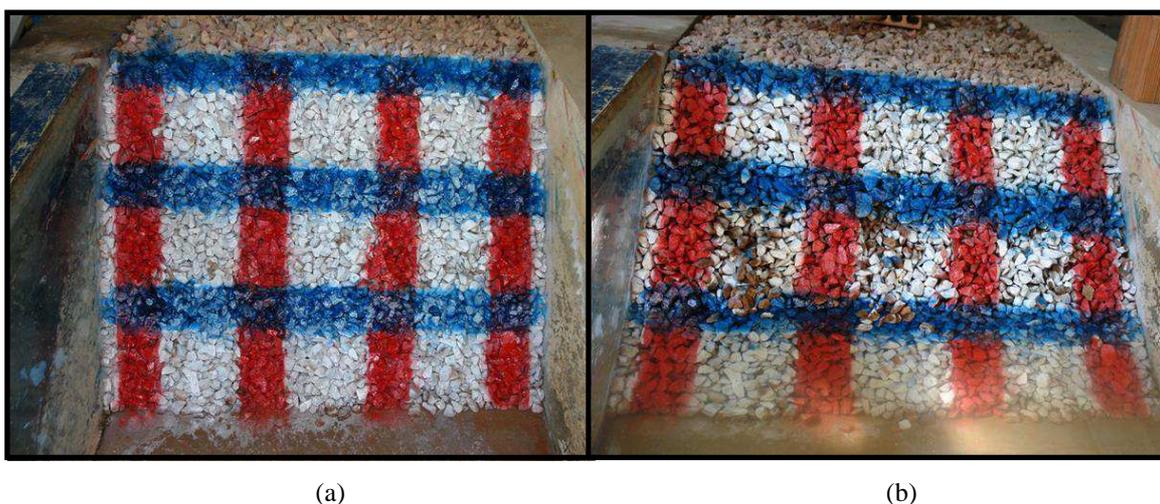


Figura 5.55 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo A.

Para a situação de configuração III e incidência de onda tipo B, constatou-se uma grande movimentação do material de proteção em caráter permanente nos primeiros testes. No último teste, em que o tempo de incidência das ondas era maior, observou-se também uma movimentação do material desde o início até o final do teste, caracterizando assim uma destruição do talude original, como pode ser visto na Figura 5.56.

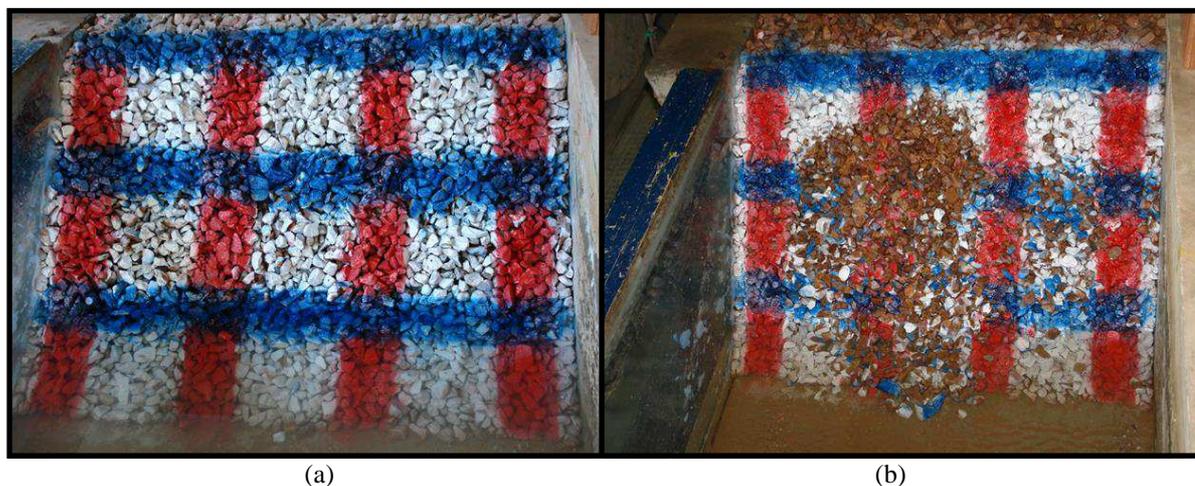


Figura 5.56 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo B.

A observação feita durante o teste, com a configuração III e incidência de onda tipo C, resultou em uma destruição total do talude após o primeiro teste a que este foi submetido. A Figura 5.57 apresenta o talude antes e após o teste.



Figura 5.57 – Vista superior do talude, antes de (a) e após (b) a ação das ondas, feito com brita G e inclinação 1:1 sob ação da onda tipo C.

5.3.5.4 Configuração IV

A configuração IV apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Brita P;

Inclinação do Talude 1:3.

Durante os testes com a configuração IV e incidência de onda dos tipos A, B e C observou-se uma movimentação do material de proteção somente nos primeiros testes, ocasionando, na superfície do talude, uma ondulação semelhante para os três tipos de ondas, após o conjunto de testes. A incidência das ondas no talude ocasionou um arremesso do material para cima, que, devido a inclinação de 1(V):3(H) do talude, não ocorreram deslizamentos deste material para baixo.

As Figuras 5.58 a 5.60 apresentam o talude antes e após a incidência do conjunto de testes com onda do tipo C.



Figura 5.58 - Vista superior do talude, antes da ação das ondas, brita P e inclinação 1:3.



Figura 5.59 - Talude com brita P e inclinação 1:3, após o primeiro teste sob ação de onda tipo C.

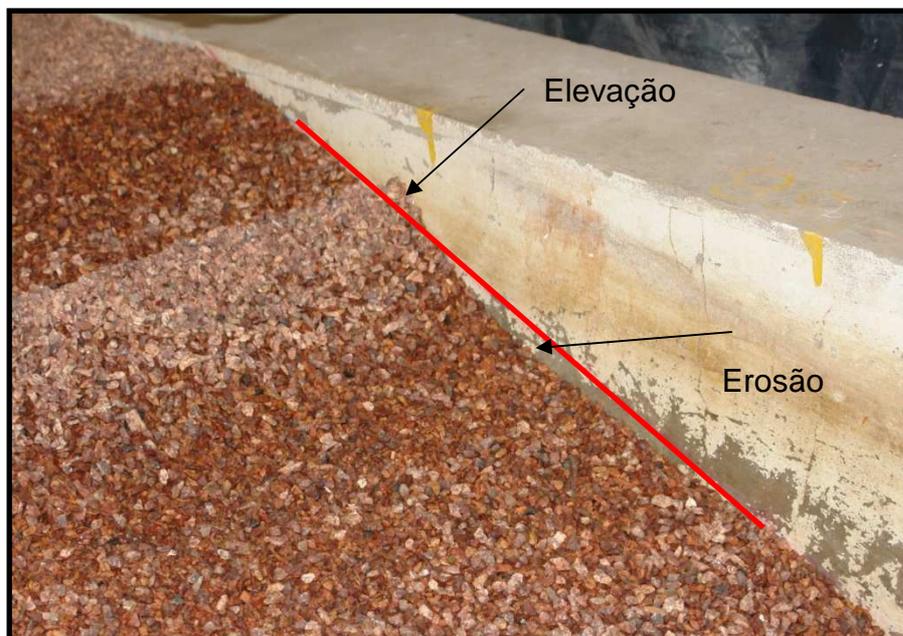


Figura 5.60 - Talude com brita P e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

5.3.5.5 Configuração V

A configuração V apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Brita P;

Inclinação do Talude 1:2.

Para a configuração V e incidência de onda dos tipos A, B e C, verificou-se uma conformação do talude, após os conjuntos de ondas, semelhante para os três tipos de ondas. Essa conformação resultou em uma erosão, na parte superior do talude, e uma deposição, na parte inferior do talude. As Figuras 5.61 e 5.62 apresentam a conformação final do talude

após a incidência da onda tipo C, onde se verifica um banco de brita com, aproximadamente, 3 cm de altura em uma região de cerca de 12 cm abaixo do nível de água.



Figura 5.61 - Talude com brita P e inclinação 1:2, após o primeiro teste sob ação de onda tipo C.

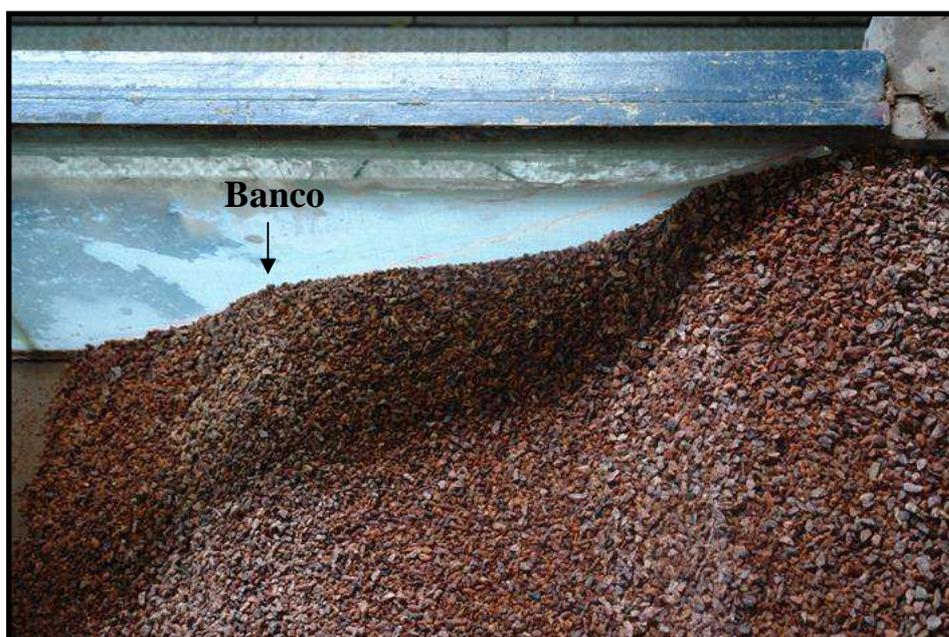


Figura 5.62 - Talude com brita P e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

5.3.5.6 Configuração VI

A configuração VI apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Areia;

Inclinação do Talude 1:3.

Durante os testes realizados com a configuração VI e incidência de onda dos tipos A, B e C, observou-se uma grande movimentação do material em todos os testes. A cada teste verificou-se uma retirada do material de proteção da parte superior do talude e uma deposição

na parte inferior. A pior situação apresentada ocorreu para a incidência de onda tipo C, em que o talude apresentou uma erosão de, aproximadamente, 12 cm de altura e uma deposição do material com cerca de 9 cm de altura. O topo do talude recuou, aproximadamente, 7 cm. As Figuras 5.63 e 5.64 ilustram os resultados obtidos.

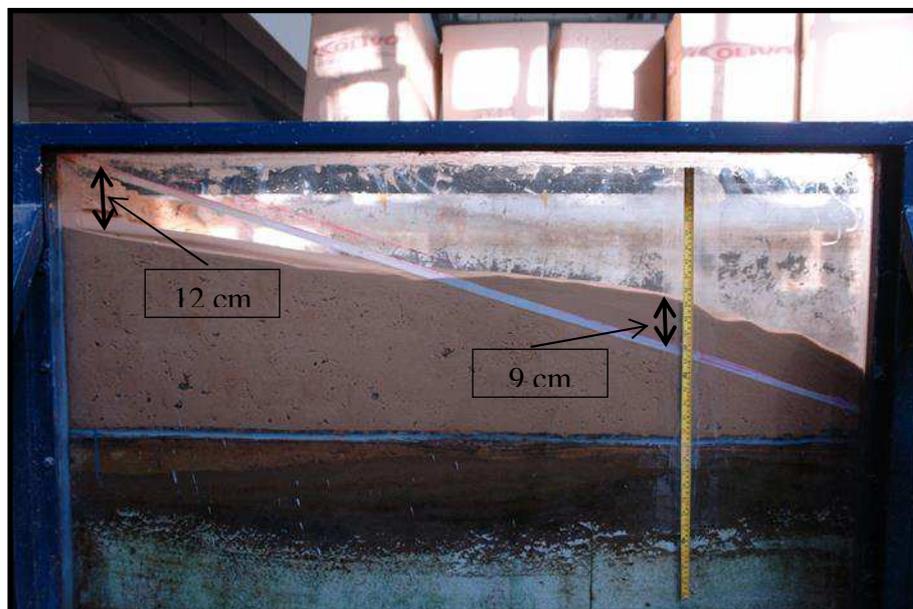


Figura 5.63 - Vista lateral do talude com areia e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

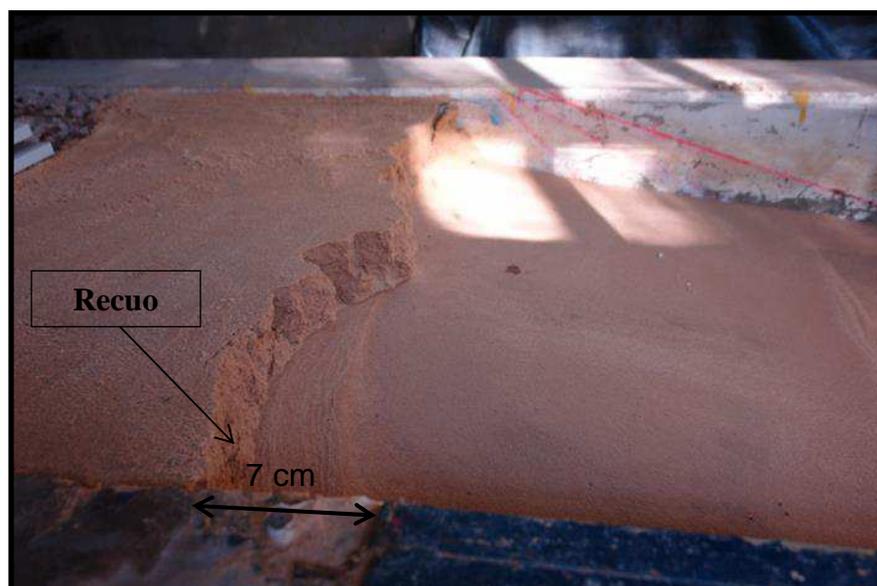


Figura 5.64 - Recuo ocorrido no topo do talude com areia e inclinação 1:3, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

5.3.5.7 Configuração VII

A configuração VII apresentou as seguintes características:

Tipo de Material: Areia;

Inclinação do Talude 1:2.

Para a configuração VII e incidência de onda dos tipos A, B e C, constatou-se a cada teste o avanço dos processos de erosão e deposição, ocasionados pela incidência das ondas. A

pior situação resultante ocorreu para a incidência de onda do tipo C, na qual foi possível verificar uma erosão de, aproximadamente, 13 cm de altura e um banco de areia com altura de 12 cm, aproximadamente. O topo do talude recuou em torno de 30 cm. As Figuras 5.65 e 5.66 mostram o talude após a realização dos testes, com incidência de onda tipo C.

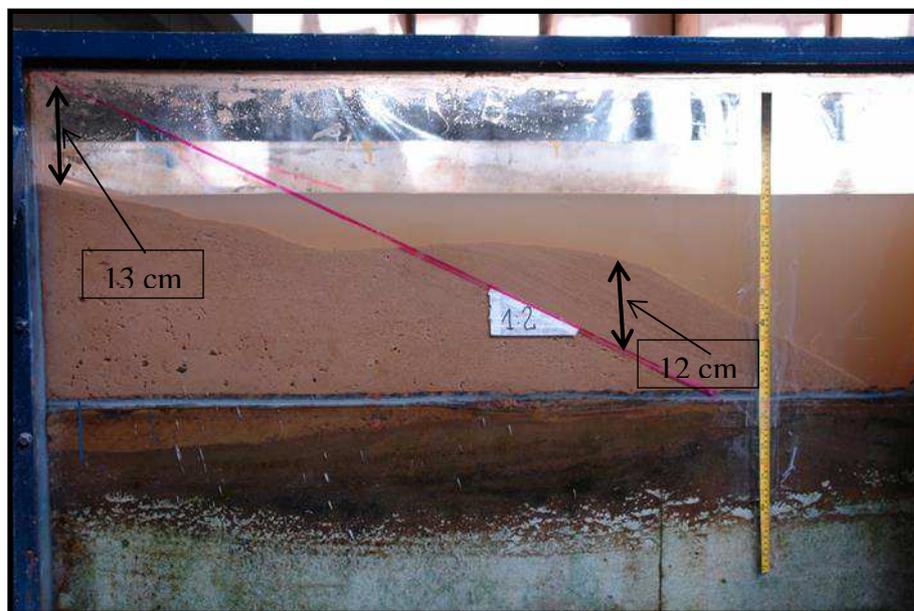


Figura 5.65 - Vista lateral do talude com areia e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

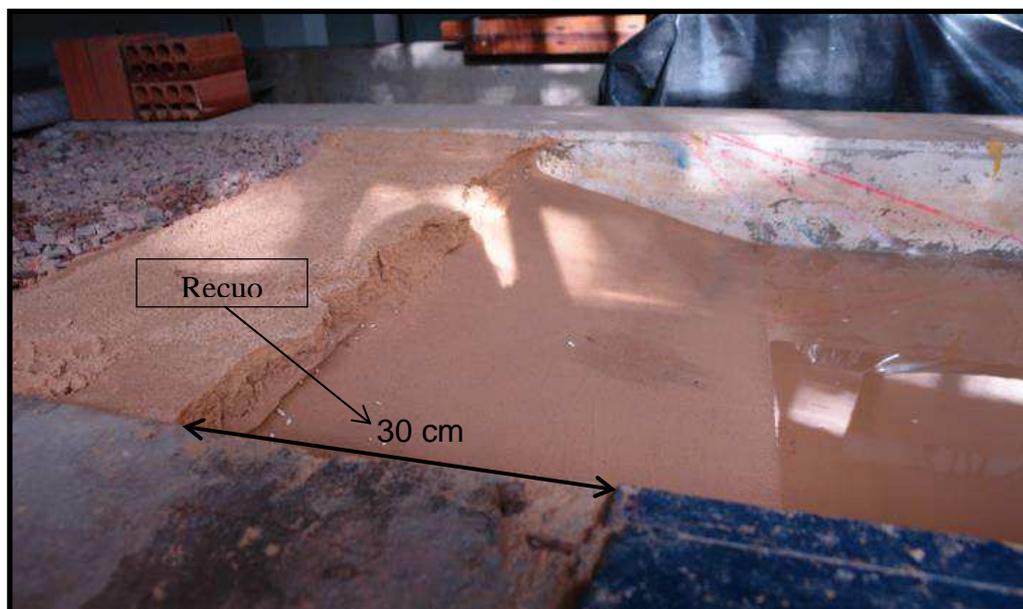


Figura 5.66 - Recuo ocorrido no topo do talude com areia e inclinação 1:2, após todos os testes sob ação de onda tipo C.

5.3.6 Aplicação dos Modelos de Perfil de Equilíbrio

Aplicaram-se os modelos de perfil de equilíbrio, apresentados no item 3.9, para os taludes construídos no canal de ondas, com o objetivo de verificar uma possível aplicação para os taludes de representação das margens de rios.

Selecionaram-se os seguintes modelos de perfis de equilíbrio para aplicação aos taludes construídos no canal:

- o modelo apresentado por Dean (1977), o qual é baseado na dissipação uniforme de energia por unidade de volume e
- o modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006), o qual leva em consideração o efeito das características das ondas.

Aplicaram-se os modelos de perfil de equilíbrio para os taludes constituídos de areia, por estes terem apresentado maiores deformações após os regimes de ondas submetidos.

Para a determinação do parâmetro de forma, A, utilizado no modelo de Dean (1977), empregou-se o diâmetro médio dos sedimentos, D_{50} , através da Figura 3.50 apresentada no item 3.9.

Para o modelo de perfil de equilíbrio apresentado por Turker e Kabdasli (2006), obteve-se o parâmetro de forma, A, através de características das ondas e do sedimento. A Tabela 5.13 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados em ambos os modelos de perfis de equilíbrio. Utilizou-se, para todos os testes, o diâmetro médio dos sedimentos, D_{50} , de 0,32 mm.

Tabela 5.13 - Resultados experimentais para análise de ondas regulares.

Inclinação do Talude	Altura da Onda H (cm)	Período da Onda T (s)	Deslocamento X_L (cm)	Parâmetro de Forma (A) de Dean (1977)	Parâmetro de Forma (A) de Turker e Kabdasli (2006)
1:3	Onda A - 5,2	Onda A - 1,3	75	0,129	0,245
1:3	Onda B - 6,1	Onda B - 1,4	81	0,129	0,267
1:3	Onda C - 7,5	Onda C - 1,7	94	0,129	0,302
1:2	Onda A - 5,2	Onda A - 1,3	118	0,129	0,181
1:2	Onda B - 6,1	Onda B - 1,4	128	0,129	0,198
1:2	Onda C - 7,5	Onda C - 1,7	149	0,129	0,224

A Figura 5.67 apresenta a análise de evolução dos perfis medidos juntamente com os perfis de equilíbrio estimados pelos modelos de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006).

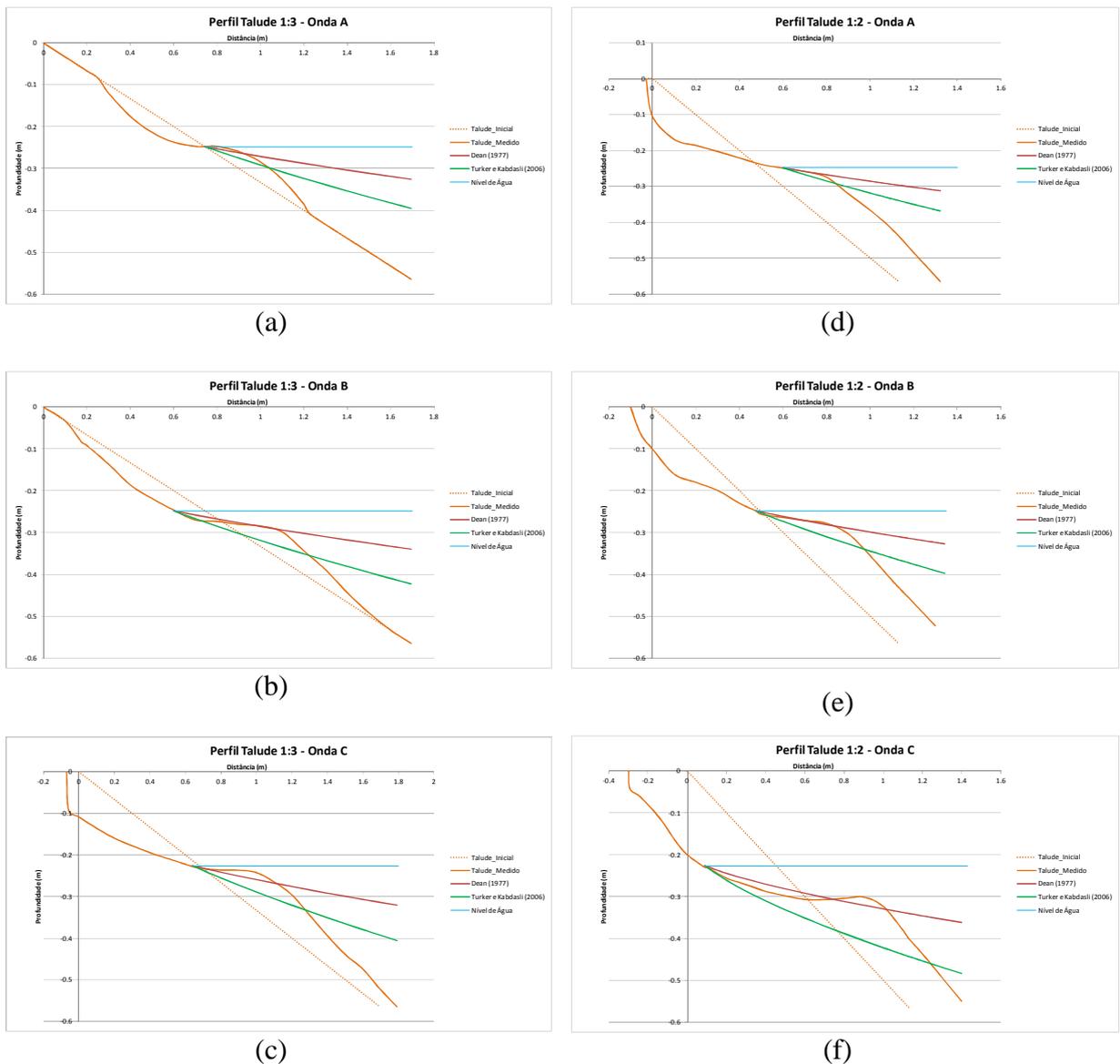


Figura 5.67 - Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006).

Os perfis medidos em laboratório foram comparados aos perfis de equilíbrio calculados pelos modelos de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), obtendo-se os seguintes resultados:

Figura 5.67 (a): Perfil construído em laboratório com inclinação de 1:3 e submetido a um regime de onda do tipo A. Nenhum dos modelos de perfis de equilíbrio, apresentados por Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), representaram de forma fiel o perfil medido em laboratório, após a incidência de onda do tipo A. No entanto, o modelo apresentado por Dean (1977) apresentou-se mais próximo, ao perfil medido, quando comparado ao modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006).

Figura 5.67 (b): Perfil construído em laboratório com inclinação de 1:3 e submetido a um regime de onda do tipo B. A parte inicial do perfil medido em laboratório, apresentou uma maior semelhança com o perfil de equilíbrio modelado pela equação de Dean (1977). O

modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006) não apresentou nenhum ajuste ao perfil medido após a incidência de ondas do tipo B.

Figura 5.67 (c): Perfil construído em laboratório com inclinação de 1:3 e submetido a um regime de onda do tipo C. Os modelos representados por Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006) não representaram o perfil medido após a incidência de ondas do tipo C. Porém, o modelo apresentado por Dean (1977) apresentou um melhor ajuste ao perfil medido, quando comparado ao modelo de Turker e Kabdasli (2006).

Ao comparar as Figuras 5.67 (a), (b) e (c), ou seja, para um perfil com a mesma inclinação, porém com incidências de ondas diferentes, verifica-se que o modelo apresentado por Dean (1977) representou melhor o perfil de equilíbrio.

Figura 5.67 (d), (e) e (f): Perfil construído em laboratório com inclinação de 1:2 e submetido a regimes de ondas dos tipos A, B e C, respectivamente. Com base nos dados apresentados pelas referidas figuras, pode-se verificar que a parte inicial dos perfis medidos, após a incidência das ondas do tipo A, B e C, assemelhou-se ao modelo apresentado por Dean (1977). O modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006) não apresentou nenhum ajuste ao longo do perfil medido, após a incidência das ondas.

A partir dos resultados apresentados, percebeu-se que o modelo apresentado por Dean (1977) representou melhor os perfis medidos, após a incidência das ondas, quando comparado ao modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006).

Uma das desvantagens da aplicação dos modelos neste estudo é que a expressão exponencial, utilizada em ambos os modelos para a determinação do perfil de equilíbrio resultou em um perfil côncavo para cima e, portanto, semelhante aos perfis naturais de praia, não permitindo desta forma a representação de perfis que apresentem bancos, valas ou terraços de sedimento.

5.4 Análise dos Dados da Terceira Etapa dos Ensaios

5.4.1 Características das Ondas Geradas no Tanque de Ondas

O tanque de ondas utilizado para a reprodução das ondas que foram geradas no modelo físico reduzido de um vertedouro em degraus possui um gerador de ondas do tipo articulado no fundo, conforme características descritas no item 4.2.3.

Da mesma forma realizada no canal de ondas, efetuaram-se vários testes para a obtenção da curva de eficiência do gerador de ondas. Realizaram-se os testes para diferentes posições do braço e do variador de frequência do gerador. Obtiveram-se os dados em três posições fixas, conforme esquema apresentado na Figura 4.14. Desta forma, adquiriram-se os

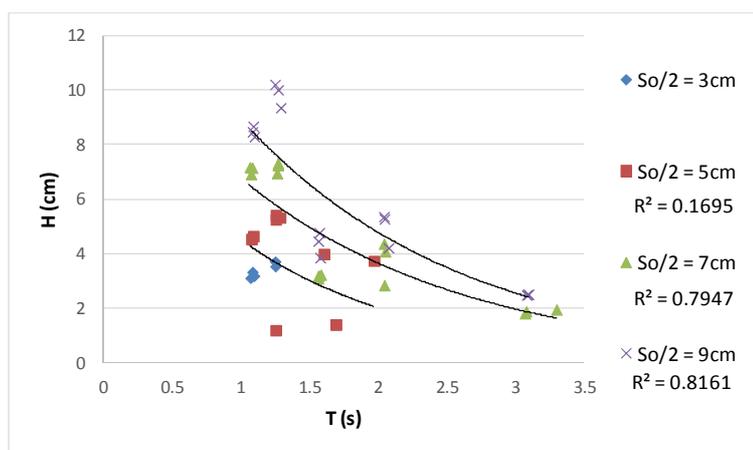
dados paralelamente às pás do gerador, a uma distância de aproximadamente 9 m do eixo central das pás.

Através dos dados obtidos nos testes, elaboraram-se as curvas de eficiência do gerador contido dentro do tanque de ondas. Os testes procederam-se para valores de frequência do motor de 20 Hz, 30 Hz, 40 Hz, 50 Hz e 60 Hz. Para estes valores de frequência do motor, o intervalo de períodos obtidos para a determinação da curva de eficiência ficou compreendido entre $1 \text{ s} < T < 3,3 \text{ s}$.

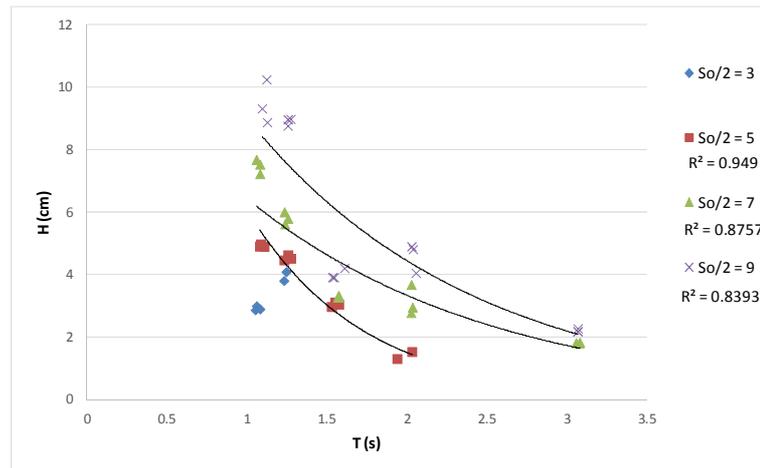
Variaram-se os comprimentos dos braços conectados às pás do gerador de ondas de 3 cm, 5 cm, 7 cm e 9 cm. Adotaram-se estes valores visando compreender os valores extremos e intermediários possíveis para a movimentação das pás do batedor. Obteve-se o intervalo de altura de onda de $1,2 \text{ cm} < H < 11,6 \text{ cm}$, altura esta que está relacionada tanto à variação do braço quanto à variação da frequência do motor. Para todos os testes, considerou-se a profundidade de água dentro do tanque igual a 36 cm.

Para a determinação das características das ondas (H e T) realizou-se análise temporal pelo método de zero-ascendente, conforme descrito no item 3.11.1.

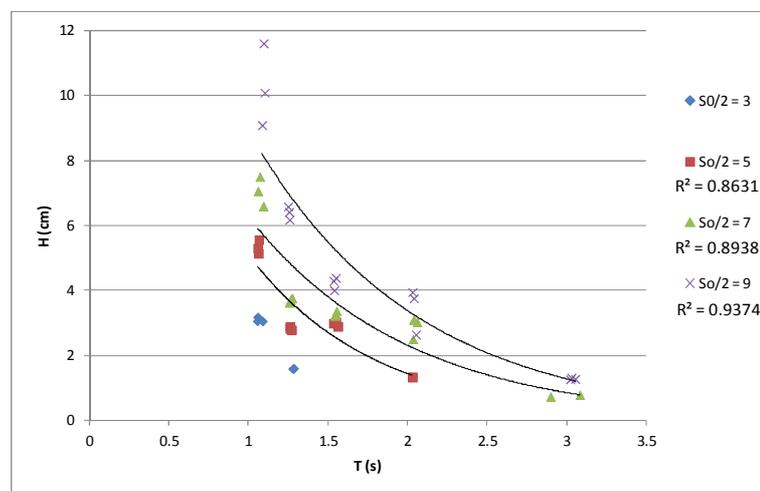
Elaboraram-se as curvas de eficiência do gerador do tanque de ondas para as três posições medidas dentro do tanque, conforme Figuras 5.68 (a), (b) e (c).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.68 - Curvas de eficiência do gerador de ondas utilizado no tanque de ondas, para cada uma das posições medidas, posição P_1 (a), posição P_2 (b) e posição P_3 (c). Altura de onda em função do comprimento do braço do gerador ($S_0/2$) dado em centímetros, para diferentes valores de período.

Através das Figuras 5.68 (a), (b) e (c) verificou-se que existem algumas diferenças em termos de altura de onda, entre as medições realizadas ao longo da largura do tanque de ondas. Tais diferenças podem estar associadas a interferências do fundo do tanque de ondas, pois o mesmo não se encontrou de forma regular, apresentando diversos desníveis ao longo de toda sua extensão. Com relação aos períodos das ondas, identificou-se através das Figuras 5.68 (a), (b) e (c) uma boa semelhança entre as três medições realizadas ao longo da largura do tanque, constando-se desta forma uma boa relação entre a frequência do motor e os períodos das ondas.

Através das referidas figuras, identificou-se que para um braço do batedor inferior a 5 cm, não foi possível obter uma boa relação entre alturas e os períodos de onda. Possivelmente, para um braço do batedor inferior a 5 cm, ocorreram pequenas perturbações na linha da água que interferiram de forma significativa na qualidade das ondas de pequena amplitude. Após

essa análise e elaboração das curvas de eficiência do gerador, contido dentro do tanque ondas, pôde-se fazer um planejamento dos ensaios para a reprodução das ondas que fossem semelhantes às ondas geradas no modelo físico reduzido do vertedouro em degraus.

5.4.2 Reprodução das Ondas no Tanque de Ondas

A reprodução das ondas no tanque de ondas objetivou avaliar os efeitos provocados pelas ondas, geradas a jusante de um vertedouro em degraus, em margens de rios com diferentes ângulos de incidência das ondas sobre as margens.

Como um primeiro procedimento realizou-se a determinação das características das ondas, que seriam reproduzidas no tanque de ondas, sendo que para isto, respeitaram-se os critérios de semelhança de Froude, entre modelo e protótipo e tanque de ondas, conforme descrito no item 4.3.3.

Assim como no canal de ondas, identificaram-se as ondas denominadas como A, B e C para a reprodução no tanque de ondas. Conforme já realizado no item 5.3.2, após a identificação das características das ondas que seriam reproduzidas, realizou-se um processo de conversão de escala entre modelo físico reduzido de vertedouro em degraus e protótipo. Esse processo de conversão realizado no item 5.3.2 está apresentado na Tabela 5.9.

Com base nos dados de conversão apresentados na Tabela 5.9, entre modelo físico de um vertedouro em degraus e o protótipo, relacionaram-se então os referidos valores com as curvas de eficiência do tanque de ondas, para a posição P_2 localizada na parte mais central do tanque. Não se consideraram as demais posições por possíveis efeitos de reflexão associados às paredes laterais de tijolos existentes dentro do tanque de ondas. Realizou-se esta relação de forma a respeitar o critério de semelhança de Froude, sem efeito de distorção geométrico. Este procedimento resultou em uma escala de 1 para 8 entre protótipo e tanque de ondas. A Tabela 5.14 apresenta os valores obtidos para a reprodução no tanque de ondas.

Tabela 5.14 - Valores característicos das ondas para reprodução no tanque de ondas em escala 1:8.

Onda	A	B	C
H (cm)	3,2	4,2	4,9
T (s)	0,92	1,13	1,34
h (m)	0,36	0,47	0,56
L (m)	1,25	1,84	2,49
h/L	0,29	0,26	0,22

Onde: Onda é a denominação adotada para cada tipo de onda; H é a altura de onda, T é o período de onda, h a profundidade média a jusante do ressalto hidráulico, L o comprimento de onda e h/L a profundidade relativa.

Após a obtenção da escala de reprodução das ondas no tanque de ondas, verificaram-se as configurações necessárias entre braço do gerador, frequência do motor e profundidade

de água dentro do tanque, para então reproduzir as ondas resultantes da primeira etapa dos experimentos, apresentadas no item 5.2.

Primeiramente verificou-se que a onda denominada A não poderia ser reproduzida em uma escala de 1:8, por limitações do tanque de ondas, pois como se constatou nas Figuras 5.68 (a), (b) e (c), o gerador de ondas apresentou ondas com períodos maiores do que 1 s. Por este motivo, somente as ondas denominadas como B e C foram reproduzidas no tanque de ondas. Para estas configurações obtidas para o tanque de ondas, estão apresentadas na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Configurações resultantes para as ondas B e C no tanque de ondas em uma escala de 1:8.

Onda	B	C
$S_0/2$ (cm)	4,5	9
h (m)	0,36	0,36
Freq (Hz)	56	46,6
H (cm)	4,2	4,9
T (s)	1,1	1,3
L (m)	1,66	2,09
h/L	0,22	0,17

Onde: $S_0/2$ é o comprimento do braço do batedor de onda, h a profundidade de água dentro do tanque, Freq é a frequência do motor do gerador de ondas, H e T são as características das ondas de altura e período reproduzidas pelo tanque, respectivamente, L é o comprimento de onda e h/L a profundidade relativa.

Através da Tabela 5.15 identificou-se, por meio da profundidade relativa, que as ondas geradas no tanque de ondas encontraram-se em águas intermediárias, semelhante às ondas obtidas no modelo físico reduzido de um vertedouro em degraus e no canal de ondas.

Aplicando os resultados obtidos na Tabela 5.15 na Figura 3.17, obtém-se a Figura 5.69.

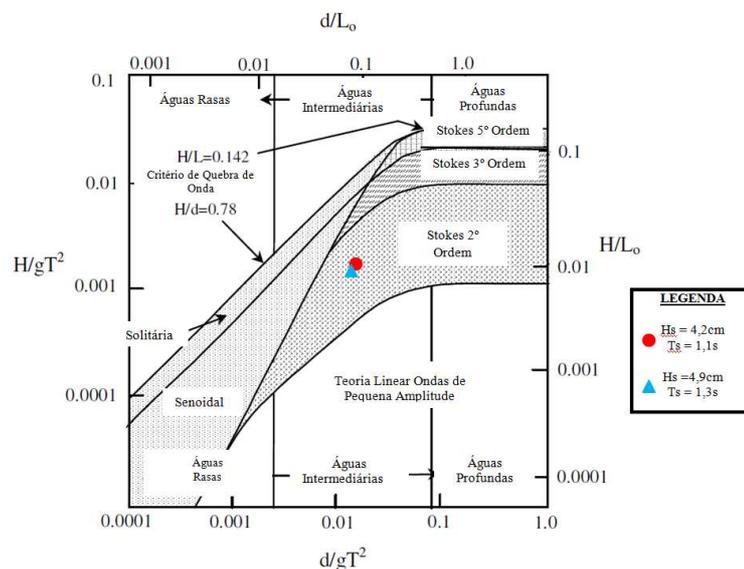


Figura 5.69 – Regiões de validade das teorias das ondas - para os dados de ondas obtidos no canal de ondas.

Através da Figura 5.69 verificou-se que as ondas geradas no tanque de ondas não foram ondas de pequenas amplitudes, ou seja, não foram plenamente representadas pela teoria linear das ondas, pois apresentaram componentes de segunda ordem.

Desta forma, realizou-se a reprodução das ondas no tanque de ondas seguindo os critérios entre modelo, protótipo e tanque de ondas, por meio de: semelhança de Froude, escala de redução geométrica sem distorção, equivalência entre as relações das ondas com o fundo e região de validação das teorias das ondas, semelhante ao que foi realizado no canal de ondas.

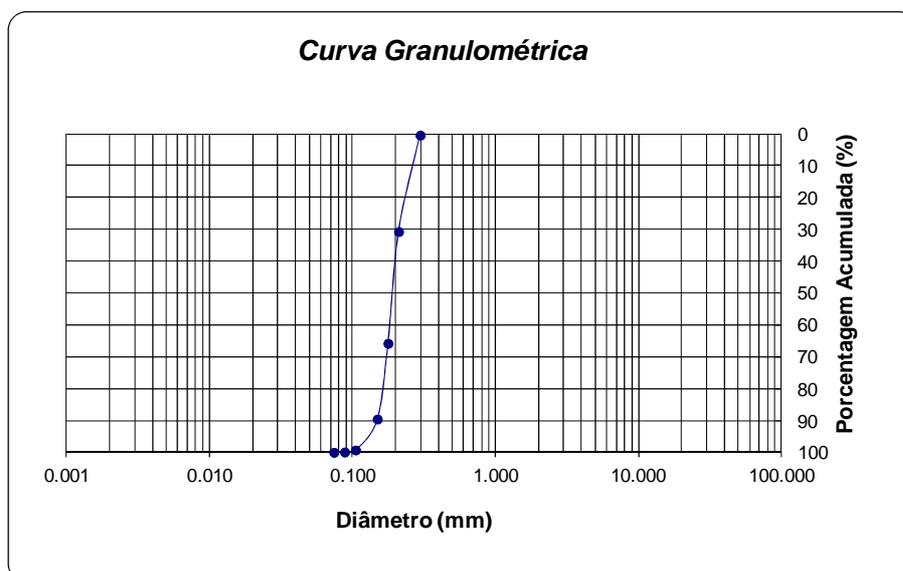
5.4.3 Material Granular Utilizado para a Proteção das Margens

Conforme descrito no item 5.3.3, o menor diâmetro do material recomendado para a proteção das margens de rios foi igual a 142 mm, em escala de protótipo. Considerando uma escala de redução geométrica adotada para a reprodução das ondas no tanque de onda (em escala de 1:8), obteve-se um diâmetro de aproximadamente 18 mm.

O material utilizado para proteção das margens apresentou um diâmetro D_{50} igual a 0,19 mm, ou seja, 99% menor do que o recomendado para uma escala geométrica de 1:8.

Mesmo com tamanha diferença obtida entre os diâmetros recomendados, de 18 mm, e o utilizado, de 0,19 mm, realizaram-se os ensaios de verificação do comportamento do material de proteção das margens após a incidência das ondas. Tal diferença, embora significativa, não se julgou relevante para a identificação do processo comparativo de deformação do talude e mudança do ângulo de incidência das ondas sobre o talude. Sendo assim, o objetivo principal dos ensaios realizados no tanque de ondas, poderia ser alcançado sem interferência significativa apresentada pela diferença entre os diâmetros.

A Figura 5.70 apresenta a curva granulométrica do material utilizado para proteção das margens.



5.4.4 Caracterização da Ação das Ondas Sobre os Taludes - Ensaios Realizados no Tanque de Ondas

Efetuar-se os ensaios no tanque de ondas para três configurações diferentes de incidência de onda sobre o talude de proteção das margens, construído em uma das extremidades do tanque. Consideraram-se os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de proteção de 90°, 109° e 120°.

A inclinação do talude de proteção foi de 1(H):3(V), para todas as configurações consideradas, sendo cada uma destas submetida a dois diferentes tipos de ondas, denominadas de ondas B e C, as quais foram descritas no item 5.4.2 com as seguintes características:

Onda B: altura (H) = 4,2 cm, período (T) = 1,1 s e profundidade de água dentro do tanque (h) = 36 cm;

Onda C: altura (H) = 4,9 cm, período (T) = 1,3 s e profundidade de água dentro do tanque (h) = 36 cm.

O procedimento de avaliação para os ensaios realizados no tanque de ondas consistiu da mesma forma como adotado para o canal de ondas e apresentado no item 5.3.5, ou seja, procedimento de avaliação visual do efeito das ondas sobre os taludes de proteção, considerando a estabilidade, movimentação do material, processos de erosão e formação de depósitos. Da mesma forma como efetuado para o canal de ondas, a ação de cada onda foi realizada por 11 conjuntos de ensaios, denominados de testes T₁ a T₁₁, conforme descrito no item 4.3.3.

5.4.4.1 Configuração I

Incidência perpendicular das ondas sobre o talude de proteção - 90°

Para auxílio da avaliação visual dos efeitos das ondas sobre o talude de proteção, colocaram-se linhas de nylons sobre este, visando verificar sua conformação ao final de cada teste realizado, conforme descrito no item 4.3.3.

As Figuras 5.71 (a) e (b) apresentam a conformação do talude ao final de cada teste, para a onda do tipo B.



(a) Talude de proteção antes e após os testes T₁ a T₅.



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.71 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 90° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através da Figura 5.71 (a) identificou-se que a linha de erosão, devido ao embate das ondas (linha em vermelho), apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ e L₁₅, após a ação do primeiro teste de ondas, T₁, e compreendida entre as linhas L₁₄ e L₁₅, após a ação dos testes T₂ a T₅.

Através da Figura 5.71 (b) identificou-se que a linha de erosão do talude permaneceu compreendida entre as linhas L₁₄ e L₁₅ após os testes T₆ a T₁₀. E, finalmente, após o último teste, T₁₁, a linha de erosão do talude apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₄, L₁₅ e L₁₆.

A Figura 5.72 apresenta o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, conforme descrito no item 4.3.3 e apresentado na Figura 4.46.

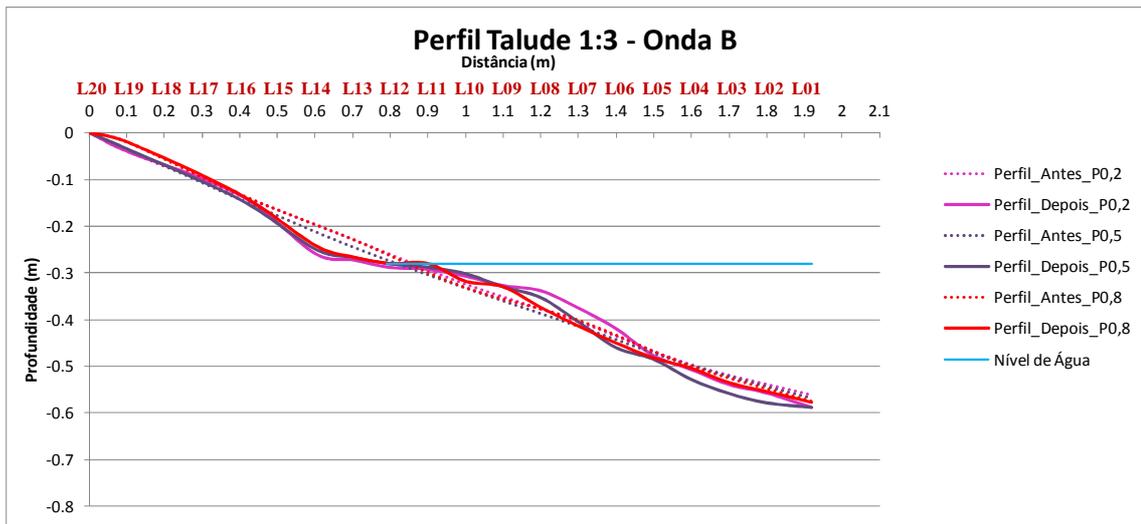


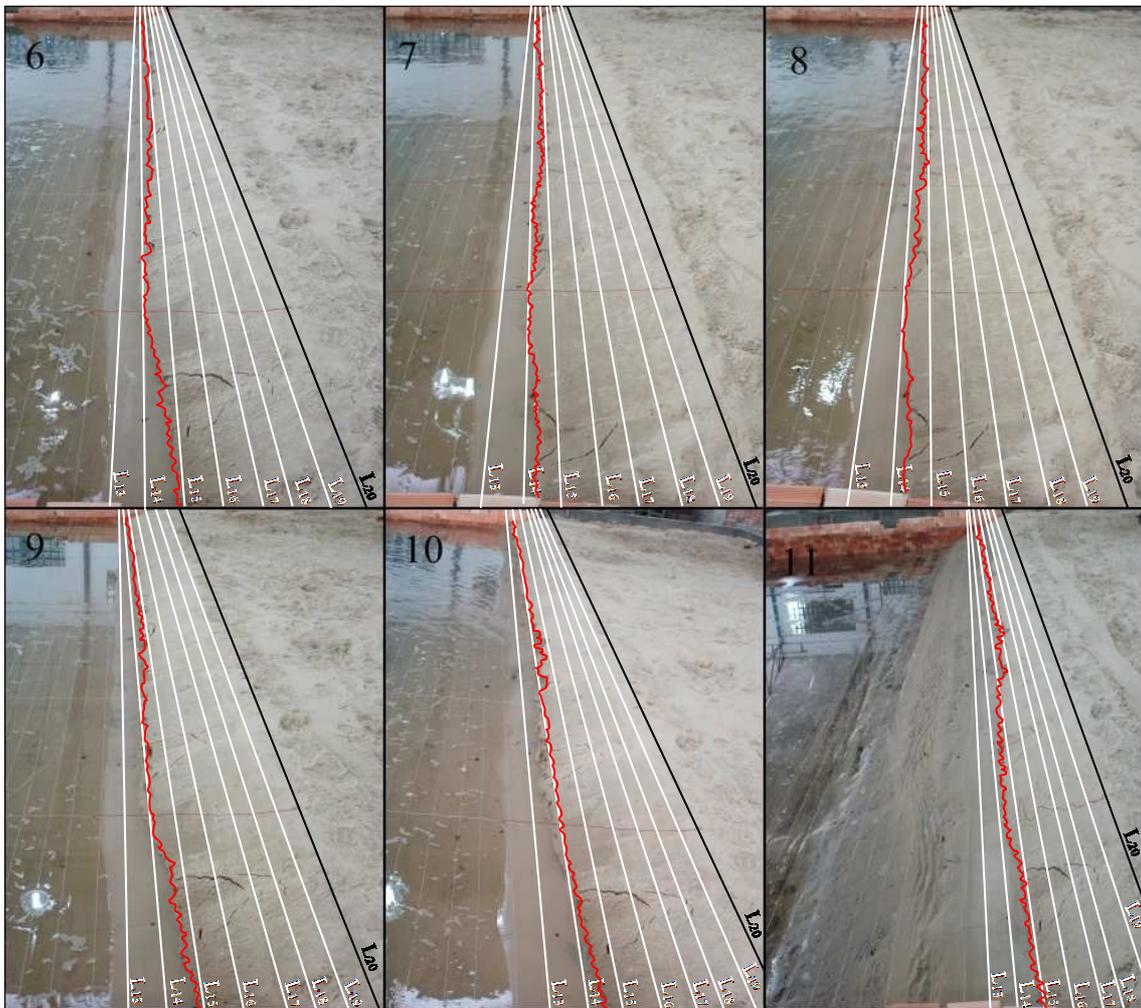
Figura 5.72 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda denominada B.

A conformação dos perfis apresentados na Figura 5.72 resultou da ação da onda do tipo B e após a incidência de todos os testes. Verificou-se através da referida Figura, que os perfis levantados apresentaram-se semelhantes, com uma região de erosão compreendida entre as linhas L₁₂ a L₁₆ e uma região de deposição do material de proteção entre as linhas L₀₅ a L₁₁, aproximadamente.

As Figuras 5.73 (a) e (b) apresentam a conformação do talude ao final de cada teste, para a onda do tipo C.



(a) Talude de proteção antes e após os testes T₁ a T₅.



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.73 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 90° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através da Figura 5.73 (a) verificou-se que a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ a L₁₅, após a ação dos testes T₁ a T₃, e compreendida entre as linhas L₁₄ e L₁₅, após a ação dos testes T₄ a T₅.

Através da Figura 5.73 (b) identificou-se que a linha de erosão do talude permaneceu compreendida entre as linhas L₁₄ e L₁₅ após os testes T₆ a T₁₀. E, finalmente, após o último teste, T₁₁, a linha de erosão do talude apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₄, L₁₅ e L₁₆.

Da mesma forma observada para a onda do tipo B, foi possível identificar-se para a onda do tipo C, que após a incidência de todos os testes, o talude próximo às paredes laterais do tanque apresentou um menor recuo da linha de erosão.

A Figura 5.74 apresentou o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda do tipo C com ângulo de 90° de incidência das ondas sobre o talude.

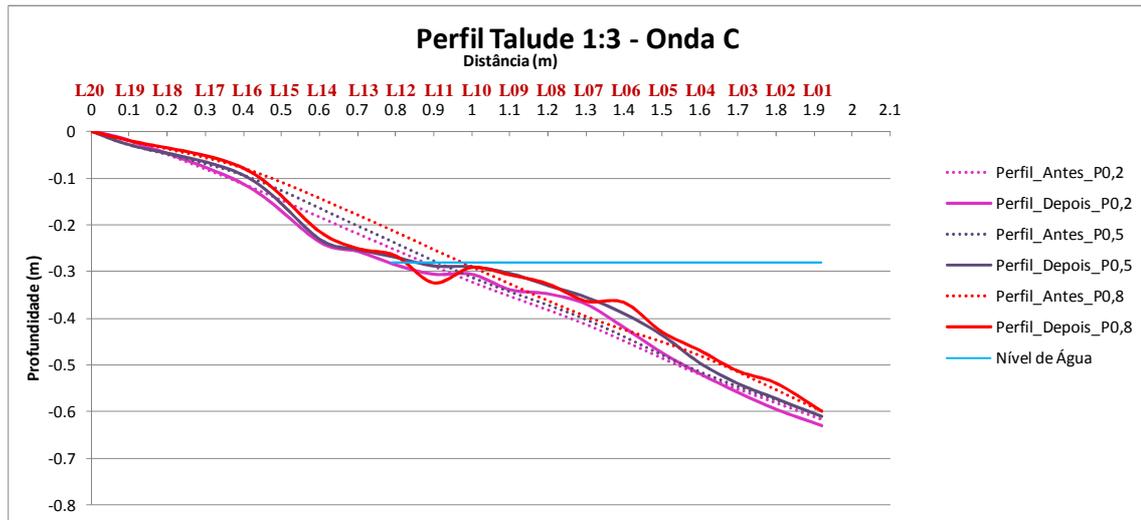


Figura 5.74 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda denominada C.

A conformação dos perfis apresentados na Figura 5.74 resultou da ação da onda do tipo C e após a incidência de todos os testes, ou seja, de T₁ a T₁₁. Verificou-se através da referida Figura, que os perfis levantados apresentaram-se semelhantes, com uma região de erosão compreendida entre as linhas L₁₆ a L₁₀ e uma região de deposição do material de proteção compreendida entre as linhas L₀₃ a L₁₀, aproximadamente.

Comparando a ação das ondas B e C, para um ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude de proteção, verificou-se uma certa semelhança entre os perfis resultantes após a ação das ondas deste tipo, ou seja, para ambas as ondas a linha de erosão do talude ficou compreendida entre as linhas L₁₄ a L₁₆. Por outro lado, a região tanto de erosão, como de deposição do material de proteção, apresentou-se maior para a onda do tipo C do que para a onda do tipo B. Sendo assim, identificou-se que a onda do tipo C apresentou uma maior condição de transporte do material de proteção, no sentido transversal do talude, do que a onda do tipo B, para um ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude.

5.4.4.2 Configuração II

Incidência oblíqua das ondas sobre o talude de proteção - 109°

As Figuras 5.75 (a) e (b) apresentam a conformação do talude ao final de cada teste para a onda do tipo B.



(a) Talude de proteção antes e após os testes T_1 a T_5 .



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.75 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 109° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através das Figuras 5.75 (a) e (b) verificou-se que a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ e L₁₄, após a ação dos testes T₁ e T₂, e entre as linhas L₁₃ a L₁₅, após a ação dos testes T₃ a T₁₀. Após a ação do último teste, T₁₁, a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ a L₁₆.

A Figura 5.76 apresenta o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8} após a incidência da onda do tipo B, com ângulo de 109° de incidência das ondas sobre o talude.

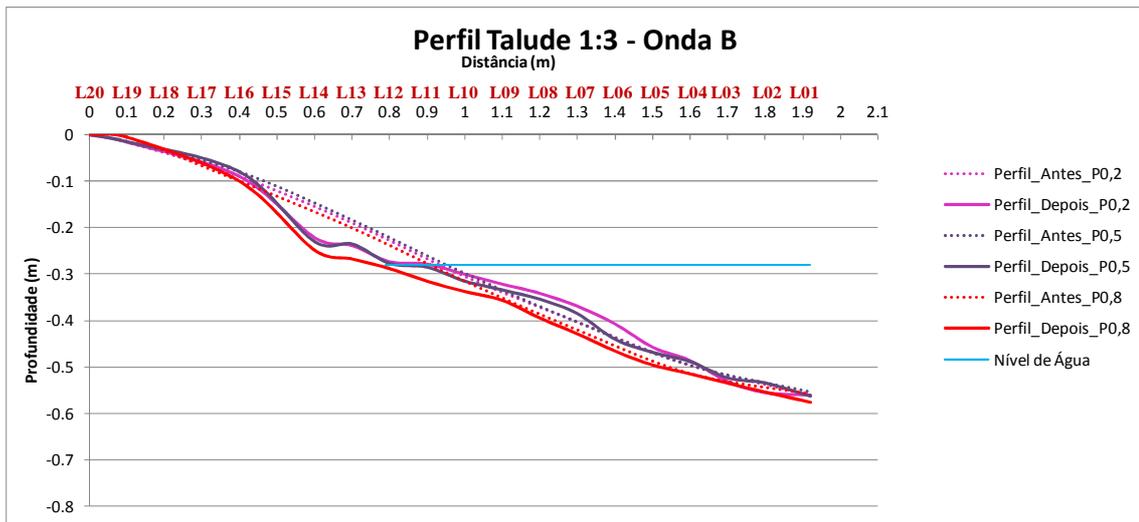


Figura 5.76 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda denominada B.

Através da Figura 5.76 verificou-se uma maior semelhança entre os perfis medidos nas posições P_{0,2} e P_{0,5}, com uma região de erosão compreendida entre as linhas L₁₁ a L₁₆, e uma região de deposição do material de proteção compreendida entre as linhas L₀₄ a L₁₀. Para o perfil medido na posição P_{0,8}, constatou-se uma maior erosão ao longo da seção transversal do perfil medido, com uma região de erosão compreendida entre as linhas L₀₉ a L₁₆, não apresentando em nenhum ponto ao longo da sua seção transversal uma região de deposição do material de proteção.



(a) Talude de proteção antes e após os testes T₁ a T₅.



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.77 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 109° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através das Figuras 5.77 (a) e (b) verificou-se que a linha de erosão apresentou-se compreendida, ao longo do sentido longitudinal do talude de proteção, entre as linhas L₁₃ a L₁₅, após a ação do teste T₁, e compreendida entre as linhas L₁₃ a L₁₆, após a ação dos testes T₂ a T₁₀. Após a ação do último teste, T₁₁, a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ a L₁₇.

A Figura 5.78 apresenta o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda do tipo C, com ângulo de 109° de incidência das ondas sobre o talude.

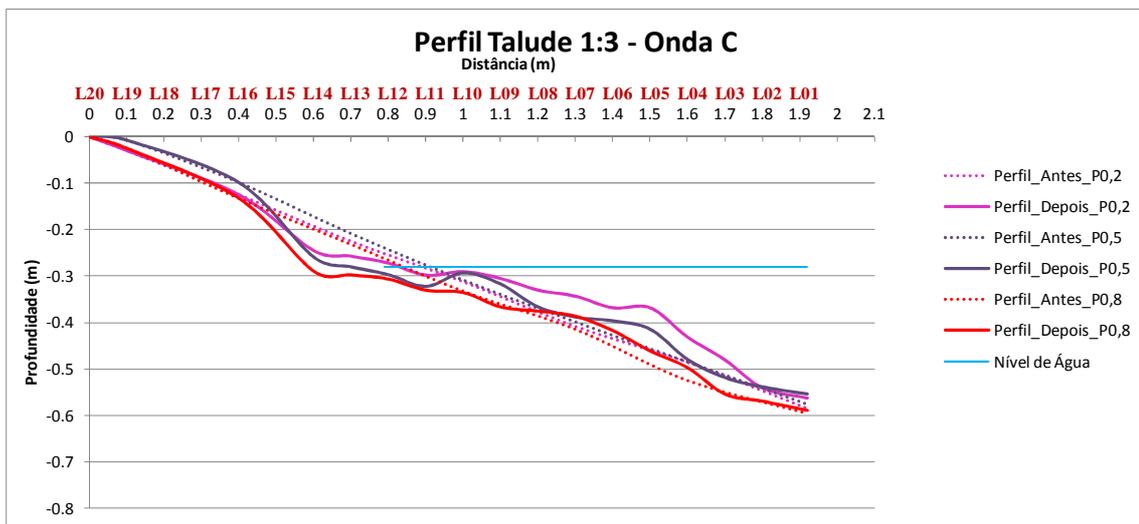


Figura 5.78 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda denominada C.

Através da Figura 5.78 constatou-se para o perfil medido na posição P_{0,2} uma região de erosão compreendida entre as linhas L₁₀ a L₁₆, e uma região de deposição compreendida entre as linhas L₀₂ a L₁₀. Para o perfil medido na posição P_{0,5}, a região de erosão ficou compreendida entre as linhas L₁₀ a L₁₆, semelhante à posição P_{0,2}, e uma região de deposição compreendida entre as linhas L₀₄ a L₁₀. Para o perfil P_{0,8}, a região de erosão ficou compreendida entre as linhas L₁₀ a L₁₇, e uma região de deposição compreendida entre as linhas L₀₃ a L₀₉.

Comparando o efeito provocado pela ação das ondas B e C, para um ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude de proteção, constatou-se que a máxima distância atingida pela linha de erosão ao talude, no sentido longitudinal, foi maior para a onda do C, do que para onda do tipo B. Além disso, verificou-se também, uma diferença nas seções transversais dos perfis medidos ao longo do sentido longitudinal do talude, ou seja, o perfil posicionado na posição P_{0,2} apresentou uma maior região de deposição do material de proteção dentre os demais, diferentemente do apresentado pelo perfil posicionado à posição P_{0,8}, o qual apresentou uma maior região de erosão do material de proteção do talude.

Através desta observação, identificou-se um transporte do material de proteção do talude no sentido da seção transversal P_{0,8} para a seção P_{0,2}. Visualmente, conforme a realização dos ensaios constatou-se a ocorrência de uma corrente neste sentido, por meio do deslocamento apresentado por corantes lançados próximo ao talude de proteção.

Com o objetivo de quantificar a corrente existente no sentido longitudinal do talude, realizaram-se medições da velocidade média da corrente em uma posição transversal, denominada como P_{0,5}, por meio do Velocímetro Acústico Doppler (ADV), conforme descrito no item 4.3.3. Realizou-se a medição da velocidade média da corrente para as ondas do tipo B e C e para cada um dos testes de T₁ a T₁₁. As Figuras 5.79 e 5.80 apresentam os valores de

velocidade média da corrente obtidos para cada tipo de onda em relação a seção transversal medida, $P_{0,5}$.

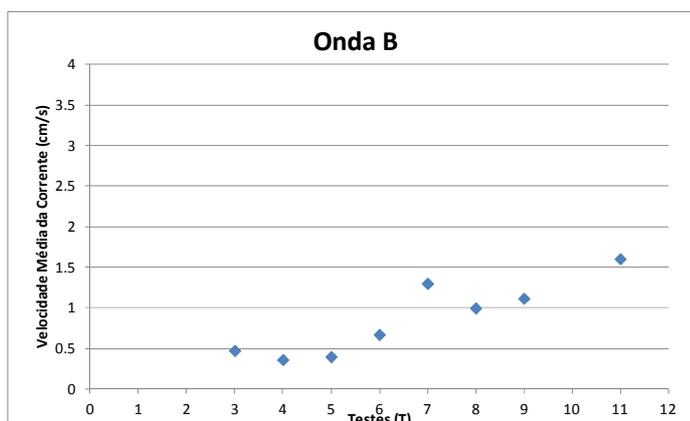


Figura 5.79 - Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo B, na posição $P_{0,5}$.

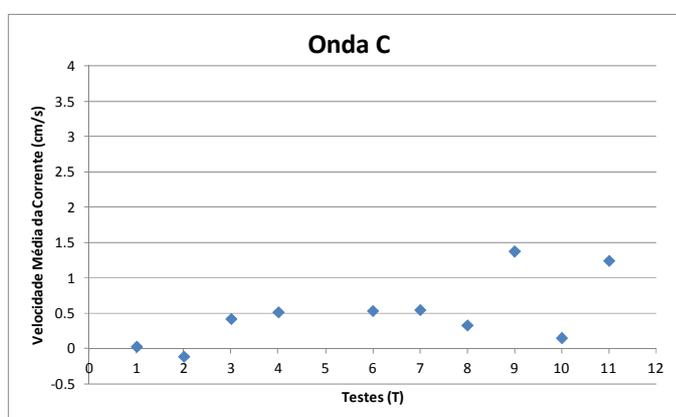


Figura 5.80 - Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo C, na posição $P_{0,5}$.

Através das Figuras 5.79 e 5.80 constatou-se que existe uma corrente na direção longitudinal do talude, prevalecendo o sentido do escoamento de $P_{0,8}$ para $P_{0,2}$ devido ao sinal positivo apresentado pela maioria dos valores medidos de velocidade média.

Para a onda do tipo B identificou-se, através das Figura 5.79, que a máxima velocidade média da corrente apresentou um valor de 1,51 cm/s, referente a posição central do talude. Alguns testes apresentaram erros durante a aquisição dos dados, não sendo, portanto, representados nas figuras como, por exemplo, os testes T_1 , T_2 e T_{10} .

Para a onda do tipo C identificou-se, através da Figura 5.80, que a máxima velocidade média da corrente apresentou valor igual a 1,49 cm/s, falha na aquisição do teste T_5 e valor negativo de velocidade média no teste T_2 . Este valor negativo de velocidade média, indica que o sentido da corrente ocorreu de $P_{0,2}$ para $P_{0,8}$, porém, esse sentido de corrente não foi apresentado para os demais testes realizados.

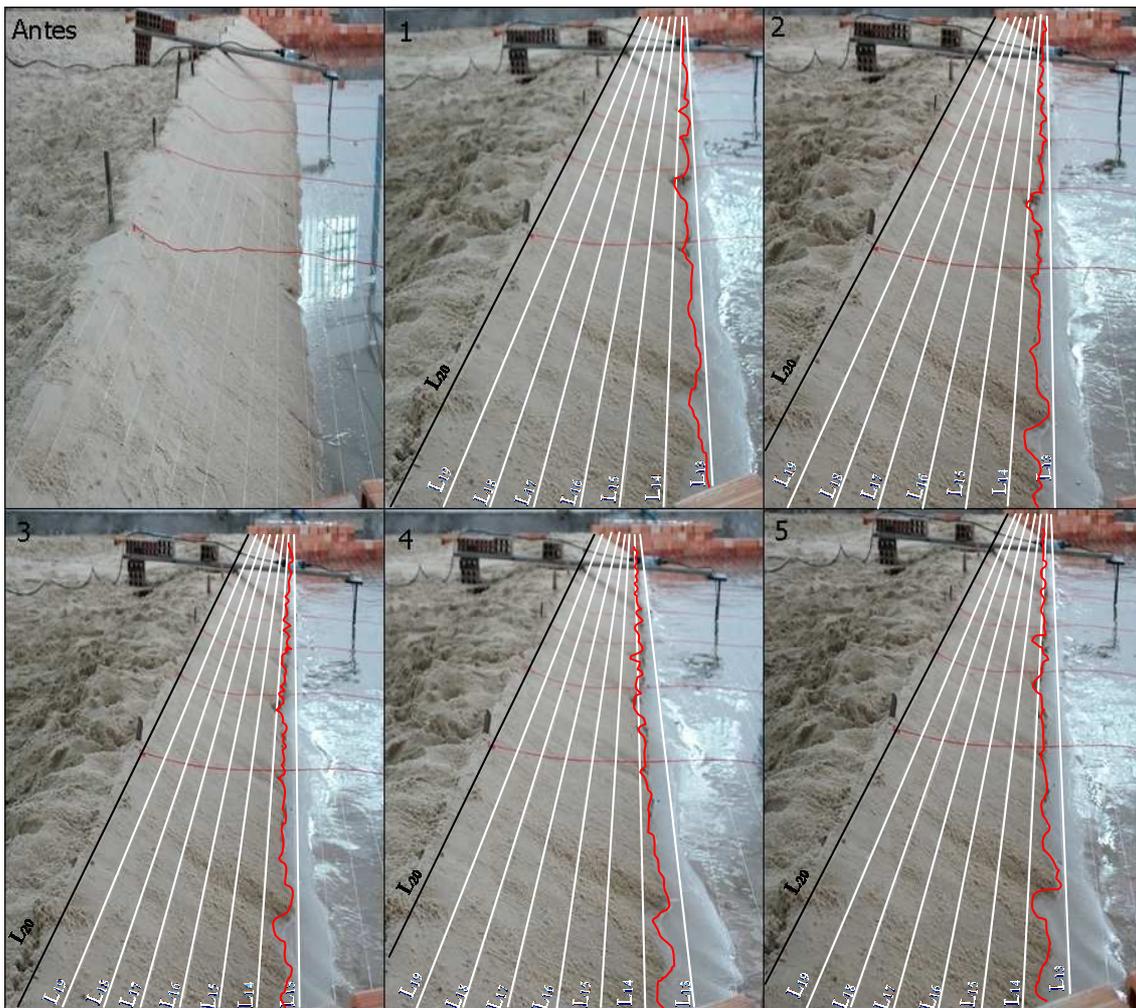
Desta forma, o transporte do material de proteção do talude prevaleceu no sentido de $P_{0,8}$ para $P_{0,2}$, ocasionando uma maior erosão do talude na seção de medição $P_{0,8}$ e um maior

acúmulo de material na seção $P_{0,2}$, a qual recebeu material das seções $P_{0,8}$ e $P_{0,5}$, concordando desta forma com o levantamento topo-altimétrico apresentado nas Figuras 5.76 e 5.78.

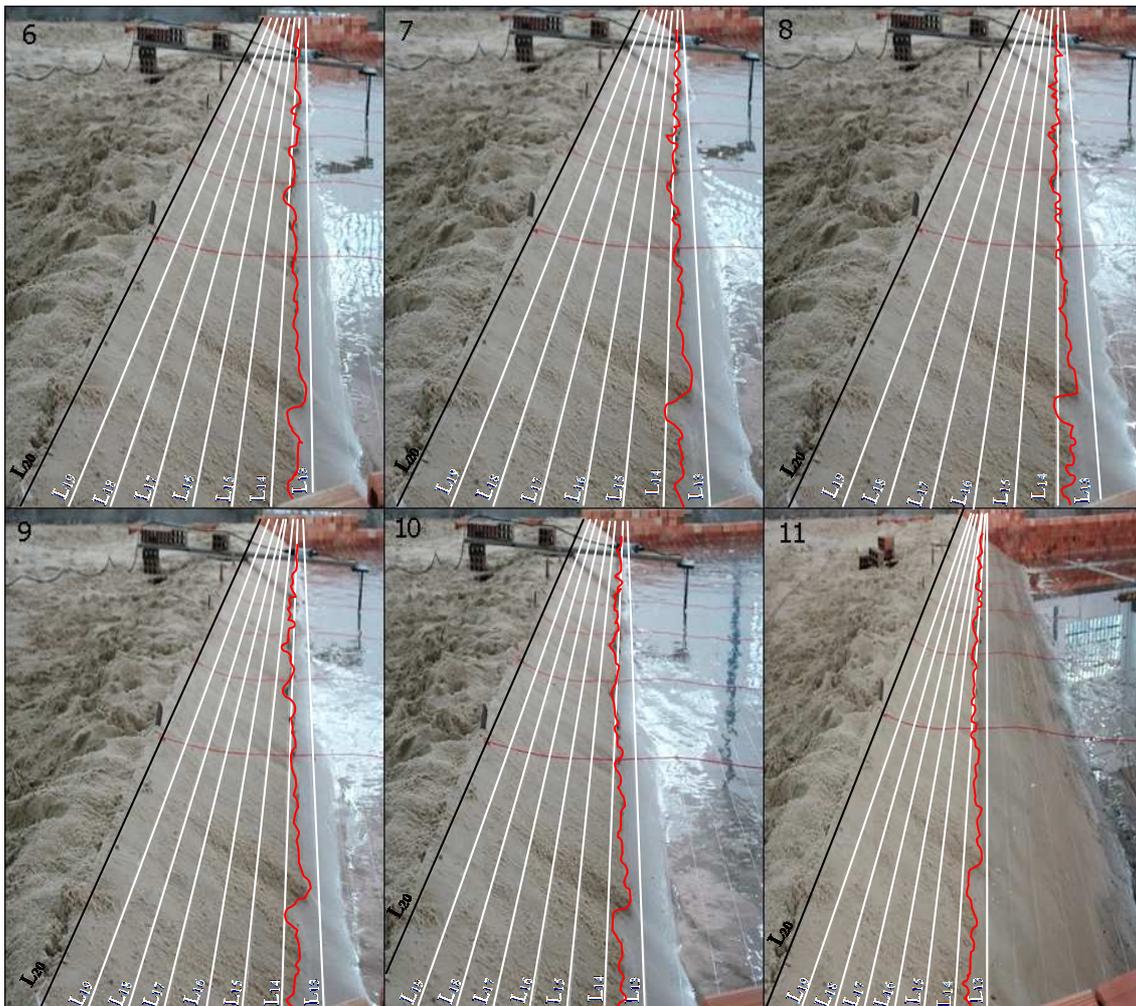
5.4.4.3 Configuração III

Incidência oblíqua das ondas sobre o talude de proteção - 120°

As Figuras 5.81 (a) e (b) apresentam a conformação do talude ao final de cada teste, para a onda do tipo B.



(a) Talude de proteção antes e após os testes T_1 a T_5 .



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.81 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 120° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo B. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através das Figuras 5.81 (a) e (b) verificou-se que a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₃ e L₁₄, após a ação dos testes T₁ a T₃, e entre as linhas L₁₃ a L₁₅, após a ação dos testes T₄ a T₁₁.

A Figura 5.82 apresenta o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8} após a incidência da onda do tipo B, com ângulo de 120° de incidência das ondas sobre o talude.

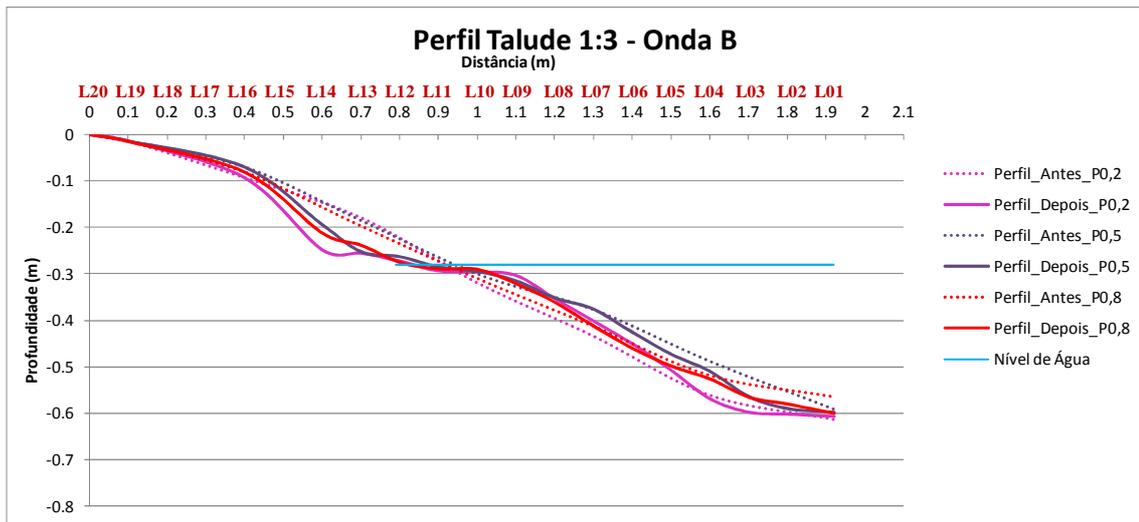


Figura 5.82 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após a incidência da onda denominada B.

Através da Figura 5.82 constatou-se, da mesma forma observada na Figura 5.76, uma maior semelhança entre os perfis medidos nas posições $P_{0,2}$ e $P_{0,5}$, com uma região de erosão compreendida entre as linhas L_{10} a L_{16} e uma região de deposição do material de proteção do talude compreendida entre as linhas L_{04} a L_{10} . Para o perfil medido na posição $P_{0,8}$ verificou-se uma maior região de erosão compreendida entre as linhas L_{10} a L_{16} , e uma região de deposição do material de proteção compreendida entre as linhas L_{07} a L_{10} .



(a) Talude de proteção antes e após os testes T₁ a T₅.



(b) Talude de proteção após os testes T₆ a T₁₁.

Figura 5.83 - Vistas do talude de proteção antes, após os cinco primeiros testes (a) e após os seis últimos testes (b), construído com areia, inclinação 1:3, incidência das ondas a 120° em relação ao talude de proteção e sob a ação da onda tipo C. As linhas contínuas nas figuras representam: em preto a crista do talude, em branco os nylons de apoio para o levantamento topo-altimétrico e em vermelho a erosão ocasionada pelo embate das ondas.

Através das Figuras 5.83 (a) e (b) identificou-se que a linha de erosão apresentou-se compreendida, entre as linhas L₁₃ a L₁₆, após a ação dos testes T₁ a T₆, e compreendida entre as linhas L₁₄ a L₁₇, após a ação dos testes T₇ a T₁₀. Após a ação do último teste, T₁₁, a linha de erosão apresentou-se compreendida entre as linhas L₁₄ a L₁₈.

A Figura 5.84 apresenta o levantamento topo-altimétrico das seções transversais dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8} após a incidência da onda do tipo C, com ângulo de 120° de incidência das ondas sobre o talude.

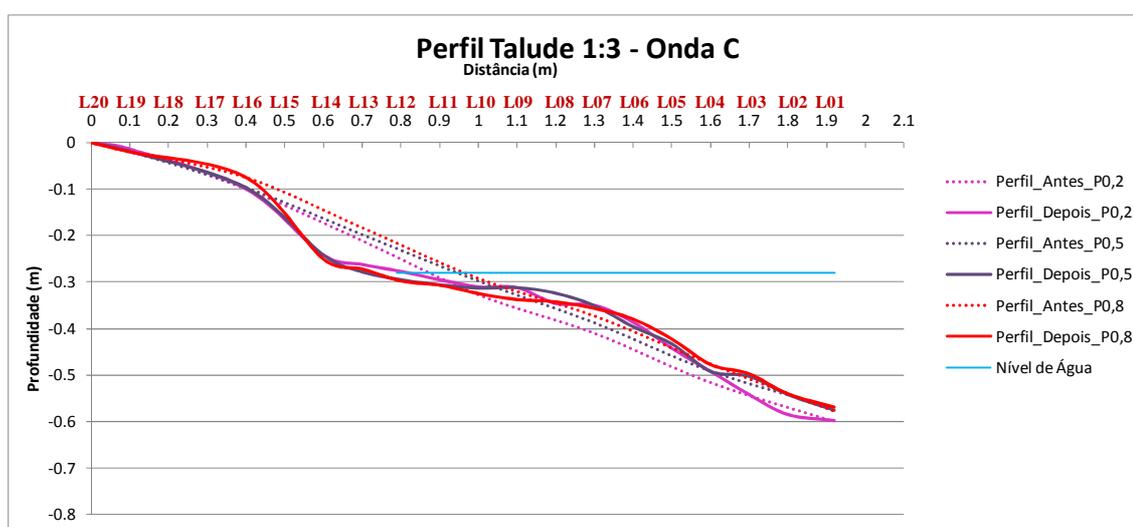


Figura 5.84 - Seção transversal do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após a incidência da onda denominada C.

Através da Figura 5.84 verificou-se uma grande semelhança entre os perfis medidos nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}. Para o perfil medido nas posições P_{0,2} e P_{0,5}, constatou-se uma região de erosão compreendida entre as linhas L₁₁ a L₁₆, e uma região de deposição compreendida entre as linhas L₀₃ a L₁₁. Para o perfil medido na posição P_{0,8}, a região de erosão ficou compreendida entre as linhas L₀₈ a L₁₆, e a região de deposição compreendida entre as linhas L₀₄ a L₀₈.

Confrontando os resultados obtidos pela ação das ondas B e C, para um ângulo de incidência de 120° das ondas sobre o talude de proteção, verificou-se que a linha de erosão sobre o talude de proteção, avançou mais para a onda do tipo C, do que para onda do tipo B.

Observou-se também, que não houve uma diferença significativa para as regiões de erosão e deposição do material de proteção do talude entre os perfis medidos P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, ou seja, para um ângulo de de 120° das ondas sobre o talude, identificou-se uma maior homogeneidade entre as seções transversais do talude de proteção.

Para a determinação da corrente no sentido longitudinal do talude, realizaram-se medições da velocidade média da corrente somente na posição central do talude, ou seja, na posição $P_{0,5}$, por meio do velocímetro Acústico Doppler (ADV), conforme descrito no item 4.3.3. Realizaram-se as medições para as ondas do tipo B e C para todos os testes de T_1 a T_{11} .

Os resultados obtidos para a velocidade média da corrente, para as ondas do tipo B e C, são apresentados nas Figuras 5.85 e 5.86, respectivamente.

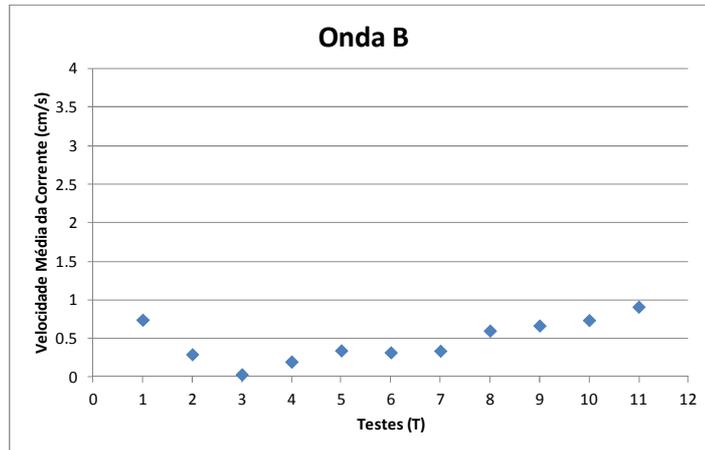


Figura 5.85 - Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo B, na posição $P_{0,5}$.

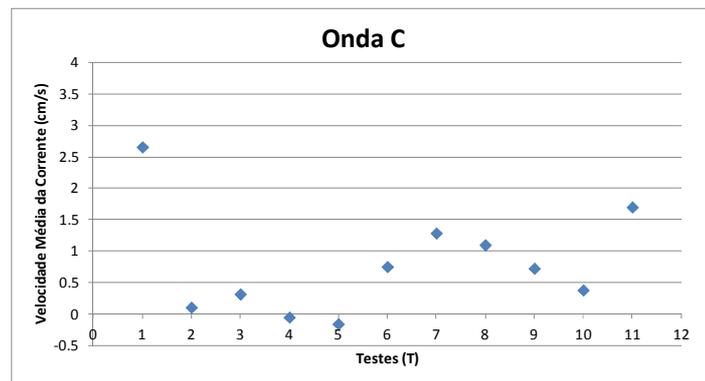


Figura 5.86 - Velocidade média da corrente obtida para onda do tipo C, na posição $P_{0,5}$.

Através das Figuras 5.85 e 5.86 verificou-se a existência de corrente na direção longitudinal do talude, no sentido de $P_{0,8}$ para $P_{0,2}$, semelhante ao observado para a configuração II, devido à predominância dos valores positivos encontrados nos testes para a posição $P_{0,5}$.

Para a onda do tipo B, Figura 5.85, o máximo valor obtido para a velocidade média da corrente foi de 0,9 cm/s, não apresentando nenhum valor negativo de velocidade, para todos os testes realizados.

Para a onda do tipo C, Figura 5.90, o máximo valor obtido para a velocidade média da corrente foi 2,54 cm/s, apresentando apenas dois testes com valores negativos, T_4 e T_5 .

Através dos resultados obtidos para a configuração III, observou-se que não houve aumento significativo tanto de erosão como de deposição do material de proteção do talude

nas seções medidas, $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, embora, muito provavelmente tenha ocorrido transporte do material de proteção no sentido de $P_{0,8}$ para $P_{0,2}$.

Através do levantamento topo-almétrico realizado ao longo do perfil longitudinal do talude de proteção para as ondas do tipo B, conforme Figuras 5.72, 5.76 e 5.82, e para as ondas do tipo C, conforme Figuras 5.74, 5.78 e 5.84, observou-se o processo de conformação do talude para os diferentes ângulos de incidência das ondas sobre o talude de proteção, para uma mesma posição.

As Figuras 5.87 a 5.89 apresentaram o levantamento topo-almétrico das seções transversais medidas nas posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após onda do tipo B para os ângulos de incidência de 90° , 109° e 120° das ondas sobre o talude, respectivamente.

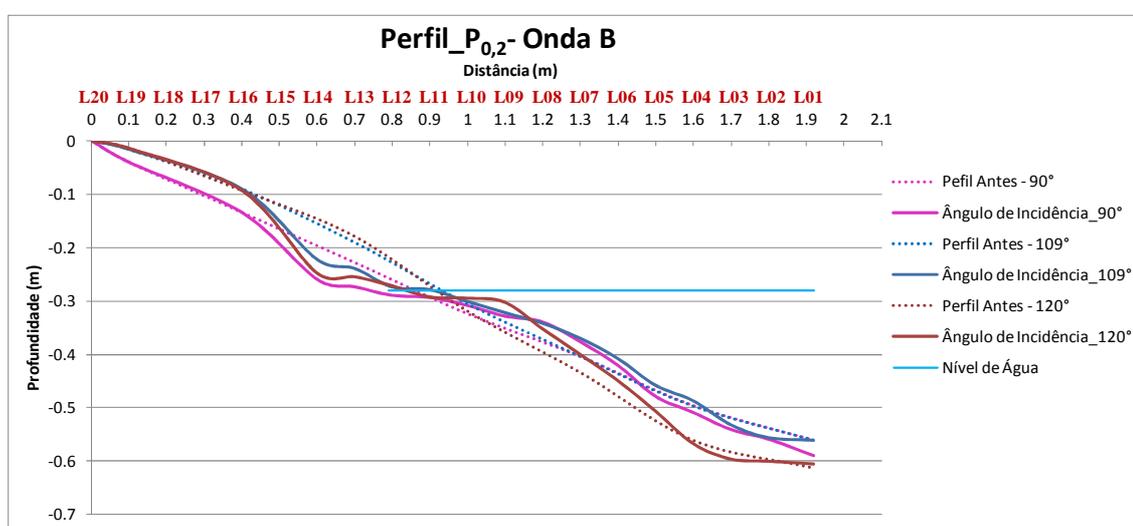


Figura 5.87 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição $P_{0,2}$, após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre talude de 90° , 109° e 120° .

Através da Figura 5.87 identificou-se um crescimento da região de erosão, região localizada a cima do nível de água, à medida que aumentou o ângulo de incidência das ondas sobre talude para a seção transversal $P_{0,2}$. Da mesma forma verificou-se um crescimento da região de deposição do material de proteção do talude, região localizada logo abaixo do nível de água, à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude aumentou. Além disso, verificou-se para todos os perfis medidos, uma região de erosão do material de proteção do talude no pé dos perfis, apresentando-se menor à medida que aumentou o ângulo de incidência das ondas sobre o talude.

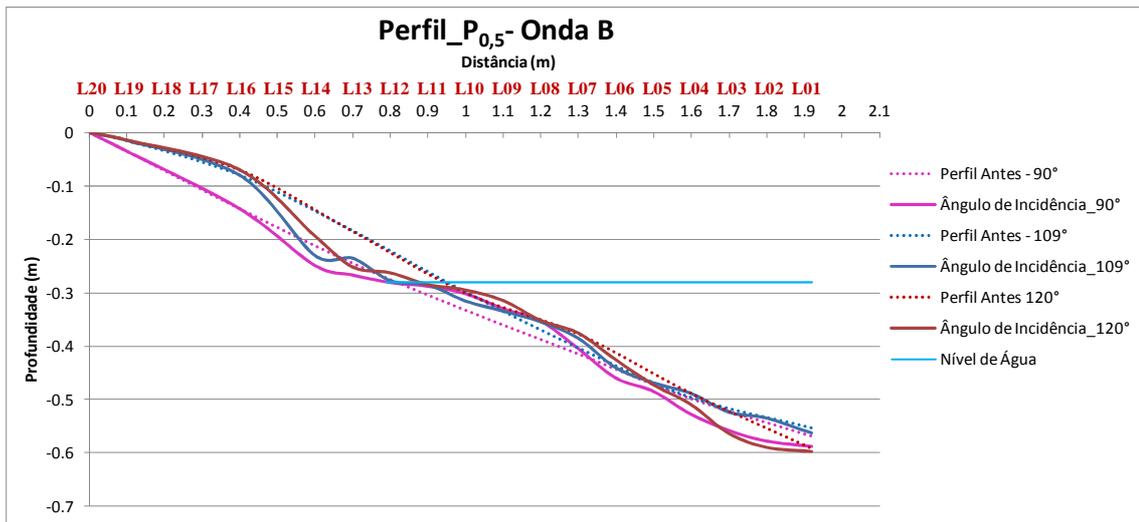


Figura 5.88 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos na posição P_{0,5}, após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.

Através da Figura 5.88 observou-se, para as medições realizadas na posição P_{0,5}, uma menor região de erosão para um ângulo de incidência de 90° das ondas sobre o talude, do que para os ângulo de incidência de 109° e 120°. Diferentemente do que se observou na Figura 5.87, verificou-se, através da Figura 5.88, uma diminuição da região de erosão com o aumento do ângulo de incidência de 109° para 120° das ondas sobre o talude.

Observou-se, também, uma região de deposição do material de proteção, a qual apresentou uma diminuição à medida que aumentou o ângulo de incidência das ondas sobre o talude. Na região do pé dos perfis medidos, verificou-se uma região de erosão, apresentando-se maior à medida que aumentou o ângulo de incidência de 90° para 120° das ondas sobre o talude. Porém, para o ângulo de 109° das ondas sobre o talude, não se observou alteração no perfil após a incidência das ondas.

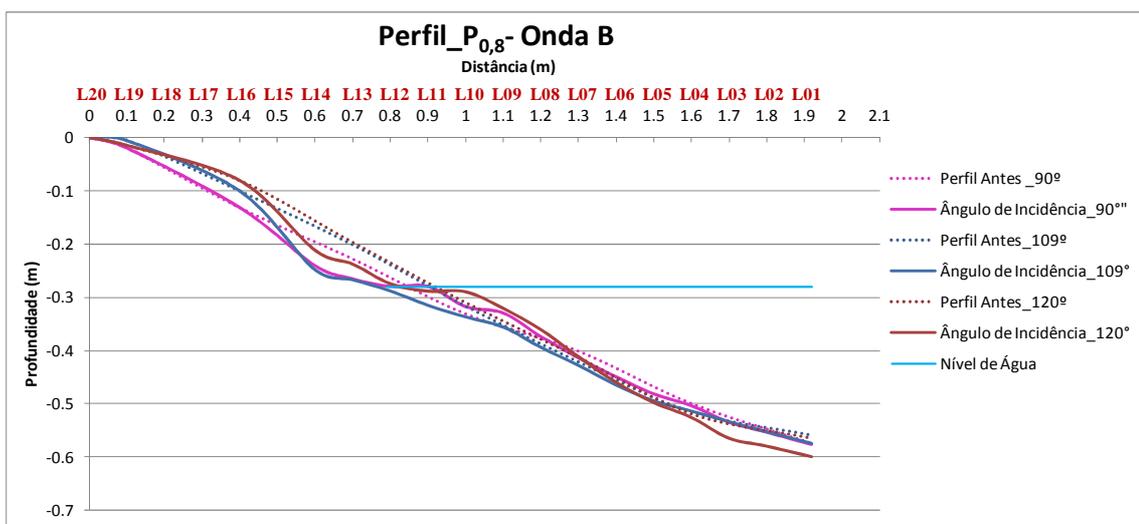


Figura 5.89 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos na posição P_{0,8}, após onda do tipo B para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.

A Figura 5.89 apresenta o levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos na posição P_{0,8}, para os diferentes ângulos de incidência das ondas sobre o talude. Através da referida figura identificou-se uma maior região de erosão para o perfil que forma um ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109°, do que comparado aos perfis com ângulo de incidência de 90° e 120° das ondas sobre o talude.

Abaixo do nível de água verificou-se uma pequena região de deposição do material de proteção do talude, somente para os perfis com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90° e 120°. Para a região do pé dos perfis, constatou-se erosão somente para o perfil com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120°.

Através das Figuras 5.87, 5.88 e 5.89 identificou-se um crescimento da região de erosão do talude à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude se tornou maior do que 90°, para todas as posições levantadas ao longo do perfil longitudinal do talude. Porém, o mesmo não se identificou, para todas as posições levantadas, quando o ângulo de incidência aumentou de 109° para 120°. Desta forma, constatou-se que o processo erosivo do talude de proteção, aumentou à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude tornou-se maior do que 90°.

Para a região de deposição do material de proteção do talude identificou-se uma diminuição deste material depositado à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude aumentou, para as seções levantadas nas posições P_{0,5} e P_{0,8}. Porém, o mesmo não se verificou para os perfis levantados na posição P_{0,2}, possivelmente pela diminuição da capacidade de transporte do material de proteção, devido à localização da posição P_{0,2}.

Para a região localizada no pé do talude constatou-se, para a maioria dos perfis analisados, uma erosão do material de proteção à medida que aumentou o ângulo de incidência das ondas sobre o talude.

Sendo assim, verificou-se que o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude, intensificou o processo erosivo do material de proteção do talude.

As Figuras 5.90 a 5.92 apresentam o levantamento topo-altimétrico das seções transversais medidas nas posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8} após onda do tipo C, com ângulos de 90°, 109° e 120° das ondas sobre o talude, respectivamente.

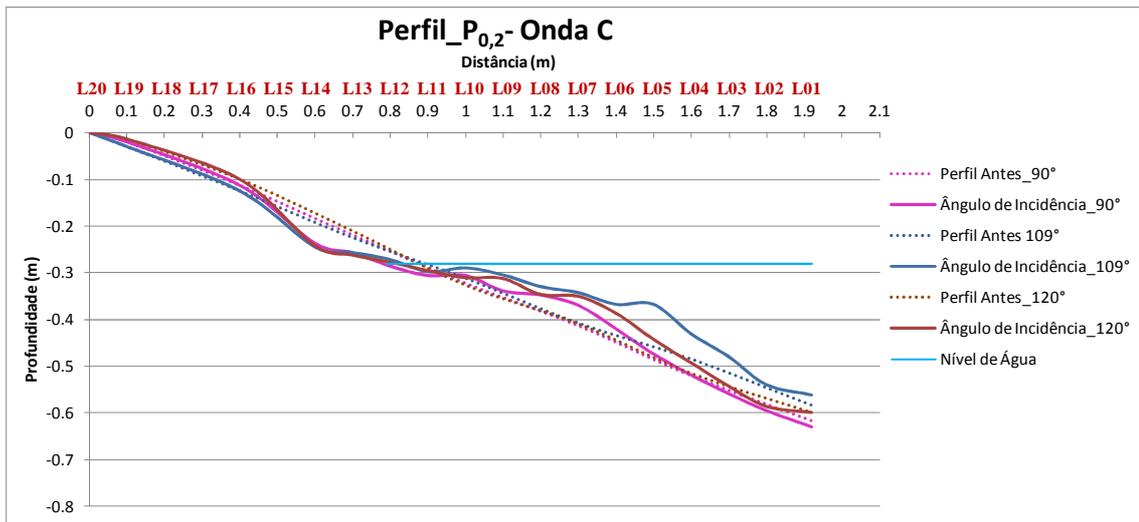


Figura 5.90 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos na posição $P_{0,2}$, após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90° , 109° e 120° .

Através da Figura 5.90 identificou-se uma constância da região de erosão com o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude para a seção transversal $P_{0,2}$. Porém, para a região de deposição do material de proteção do talude, verificou-se um crescimento desta deposição à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude se tornou maior que 90° . No entanto, não se verificou um crescimento desta região de deposição, à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude aumentou de 109° para 120° .

Na região do pé dos perfis, se verificou uma pequena região de erosão para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90° e 120° , e uma pequena região de deposição para um ângulo de 109° das ondas sobre o talude.

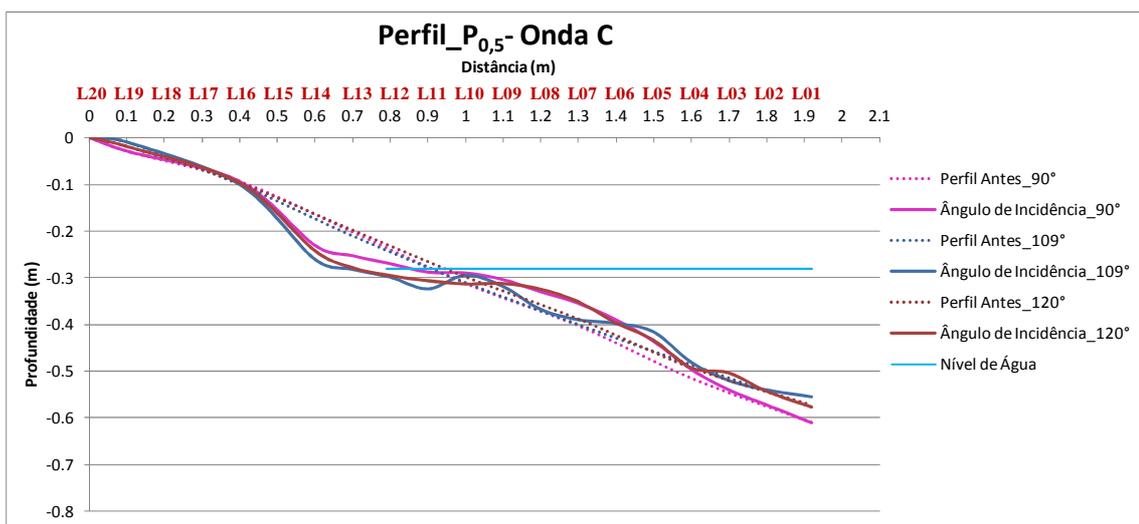


Figura 5.91 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-altimétrico dos perfis medidos na posição $P_{0,5}$, após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90° , 109° e 120° .

Com base na Figura 5.91, verificou-se um crescimento da região de erosão à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude se tornou maior que 90° . Porém, não se

verificou crescimento desta região de erosão à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude aumentou de 109° para 120°.

Para a região de deposição do material de proteção do talude, verificou-se uma constância desta região para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90° e 120°, sendo que para estes ângulos de incidência, a região de deposição apresentou-se maior do que para o ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude.

Para a região do pé dos perfis, identificou-se que não houve alteração para os perfis com ângulo de incidência de 90° e 120° das ondas sobre o talude. Para o perfil, com ângulo de incidência de 109° das ondas sobre o talude, verificou-se uma pequena região de deposição do material de proteção do talude.

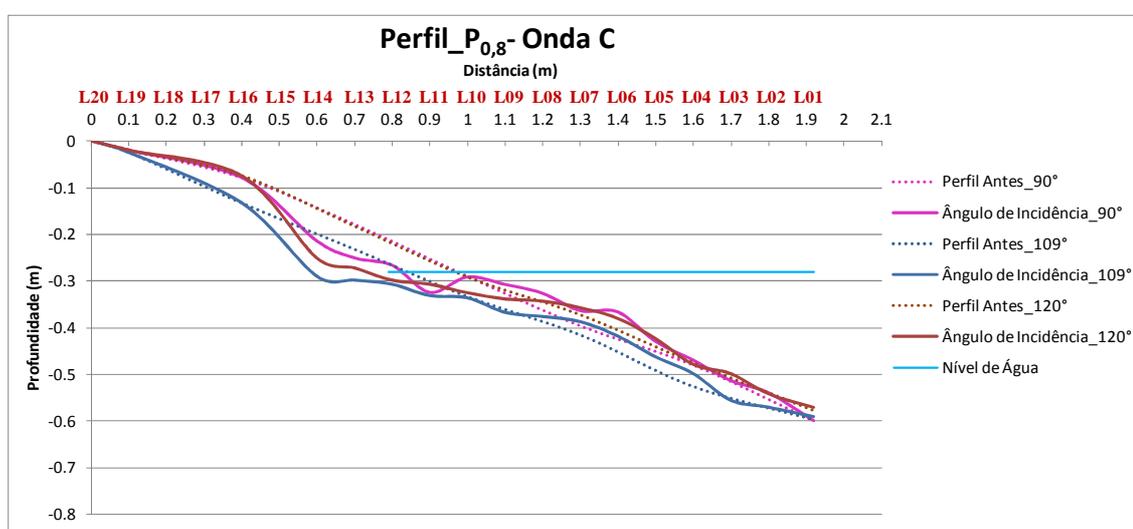


Figura 5.92 - Seções transversais obtidas através do levantamento topo-almétrico dos perfis medidos na posição P_{0,8}, após onda do tipo C para os ângulos de incidência das ondas sobre o talude de 90°, 109° e 120°.

Através da Figura 5.92 identificou-se um crescimento da região de erosão do material de proteção do talude, à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude se tornou maior 90°. No entanto, para os perfis com ângulos de incidência de 109° e 120° das ondas sobre o talude, verificou-se uma constância desta região de deposição do material de proteção do talude.

Para a região de deposição do material de proteção do talude, verificou-se uma diminuição do material depositado, à medida que ocorreu o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude. Para a região do pé dos perfis, não se verificou alteração.

Através das Figuras 5.90 a 5.92, verificou-se que a região erodida do material de proteção do talude aumentou à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude diferiu de 90°. No entanto, não se identificou este aumento à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude diferiu de 109° para 120°.

Desta forma, identificou-se através dos resultados obtidos para onda do tipo C, uma maior suscetibilidade do material de proteção do talude, a processos erosivos à medida que o ângulo de incidência das ondas sobre o talude diferiu de 90°.

Para a região de deposição do material de proteção do talude, verificou-se através das Figuras 5.90 a 5.92, que quanto maior o ângulo de incidência das ondas sobre o talude, maior a quantidade de material transportado, proporcionando, desta forma, uma menor deposição do material de proteção. Muito provavelmente, a quantidade de material de proteção transportado ao longo do perfil longitudinal do talude, pode estar relacionada com a velocidade da corrente induzida pela inclinação entre onda e talude.

No entanto, para os perfis apresentados na Figura 5.90, referentes à posição P_{0,2}, verificou-se um crescimento da região de deposição do material de proteção do talude à medida que aumentou o ângulo de incidência das ondas sobre o talude, crescimento este que deve estar associado a baixa capacidade de transporte do material de proteção.

5.4.5 Aplicação dos modelos de perfil de equilíbrio para os ensaios realizados no tanque de ondas

Da mesma forma como foram aplicados aos ensaios realizados no canal de ondas, conforme item 5.3.6, foram também aplicados os modelos de perfil de equilíbrio para os ensaios realizados no tanque de ondas. Sendo assim, os modelos de perfil de equilíbrio utilizados para aplicação aos perfis construídos ao longo do tanque de ondas foram: Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), descritos no item 3.9.

Os modelos de perfil de equilíbrio foram aplicados aos três perfis, posicionados em P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, ao longo do talude construído dentro do tanque de ondas.

Para o modelo de Dean (1977), utilizou-se o diâmetro médio da areia, D₅₀, para a determinação do parâmetro de forma, A, através da Figura 3.50 apresentada no item 3.9.

Para o modelo de Turker e Kabdasli (2006), obteve-se o parâmetro de forma, A, através das características da onda e do material de proteção do talude. A Tabela 5.16, apresenta um resumo dos parâmetros utilizados na aplicação dos modelos de perfis de equilíbrio. Para todos os testes utilizou-se o diâmetro médio do material de proteção, D₅₀, de 0,19 mm e inclinação do talude de 1:3.

Tabela 5.16 - Resumo dos parâmetros utilizados nos modelos de perfis de equilíbrio para os ensaios realizados no tanque de ondas.

Ângulo de Incidência das Ondas sobre o Talude	Altura da Onda H (cm)	Período da Onda T (s)	Deslocamento X_L (cm)	Parâmetro de Forma (A) de Dean (1977)	Parâmetro de Forma (A) de Turker e Kabdasli (2006)
90°	Onda B - 4,2	Onda B - 1,1	83,15	0,1	0,187
90°	Onda C - 4,9	Onda C - 1,3	94,55	0,1	0,205
109°	Onda B - 4,2	Onda B - 1,1	83,15	0,1	0,187
109°	Onda C - 4,9	Onda C - 1,3	94,55	0,1	0,205
120°	Onda B - 4,2	Onda B - 1,1	83,15	0,1	0,187
120°	Onda C - 4,9	Onda C - 1,3	94,55	0,1	0,205

As Figuras 5.93 a 5.98 apresentam os perfis resultantes após a ação das ondas, juntamente com os perfis de equilíbrio estimados pelas equações empíricas dos modelos de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006).

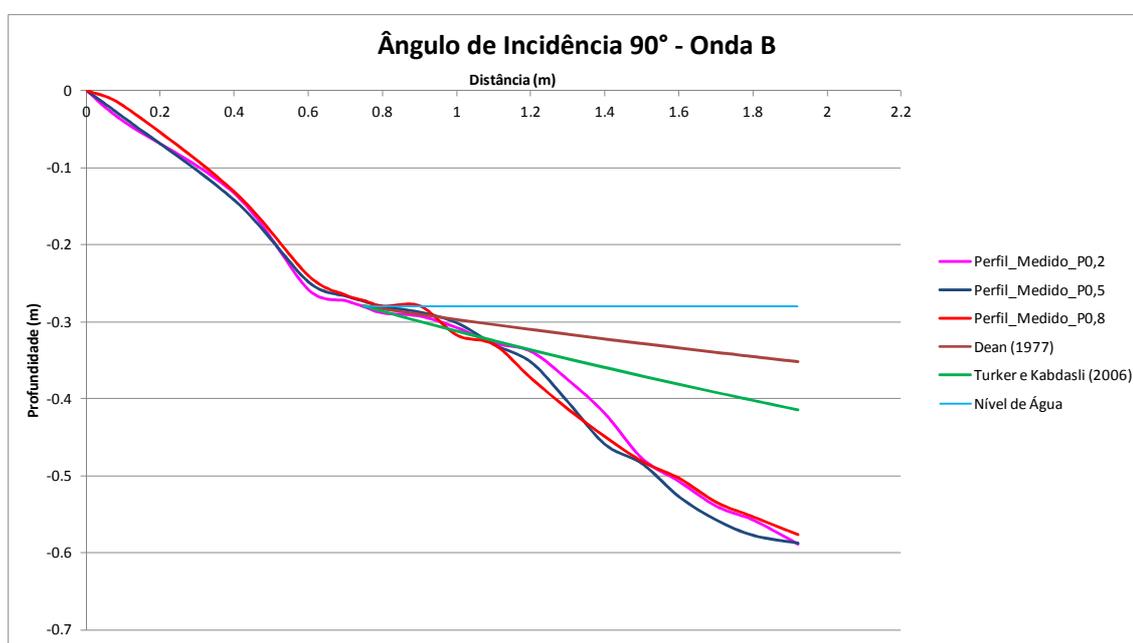


Figura 5.93 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°.

A Figura 5.93 apresenta os levantamentos topo-altimétricos dos perfis referentes às posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após um regime de ondas do tipo B, com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°. Os perfis medidos apresentaram uma maior inclinação quando comparados com os perfis pelos modelos de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006).

O modelo de Turker e Kabdasli (2006) apresentou um melhor ajuste ao perfil medido, entre as distâncias de 0,8 m e 1,2 m em relação à crista do perfil, porém, ao se afastar de 1,2 m de distância em relação à crista do perfil, verificou-se uma maior diferença entre os perfis medidos e o modelado pelo referido método. Esta diferença pode estar associada à declividade relativamente alta dos perfis construídos dentro do tanque de ondas.

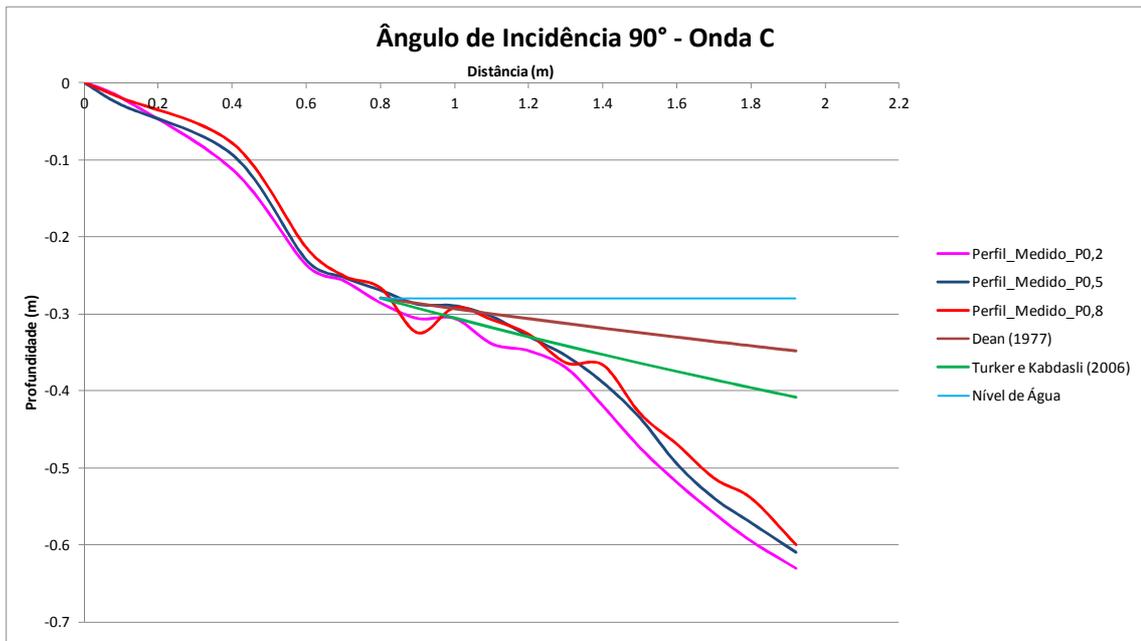


Figura 5.94 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°.

A Figura 5.94 apresenta os levantamentos topo-altimétricos dos perfis para as posições P_{0,2}, P_{0,5} e P_{0,8}, após um regime de ondas do tipo C, com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 90°.

Da mesma forma como observado na Figura 5.93, os perfis medidos apresentaram uma maior inclinação quando comparados com os perfis pelos modelos de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006). Entre as distâncias 0,8 m e 1,2 m, com relação à crista dos perfis medidos, verificou-se um melhor ajuste ao modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006), quando comparado ao modelo apresentado por Dean (1977).

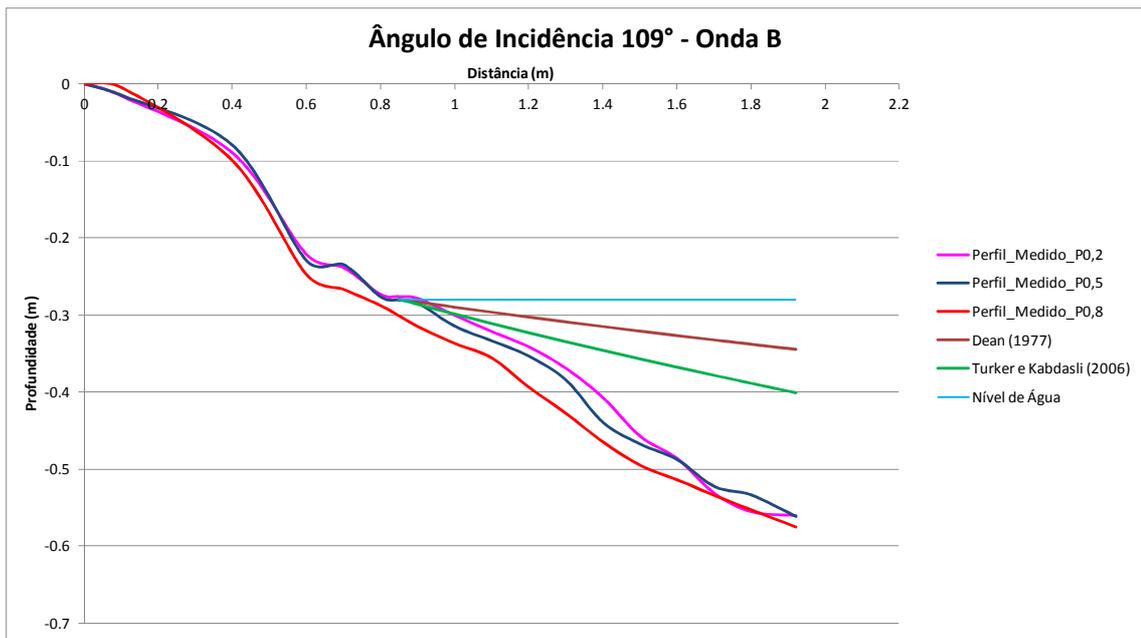


Figura 5.95 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109°.

A Figura 5.95 apresenta os levantamentos topo-altimétricos dos perfis para as posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após um regime de ondas do tipo B, com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109° . Através da referida figura, verificou-se que os modelos apresentados por Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), não obtiveram relação aos perfis medidos após a incidência das ondas do tipo B.

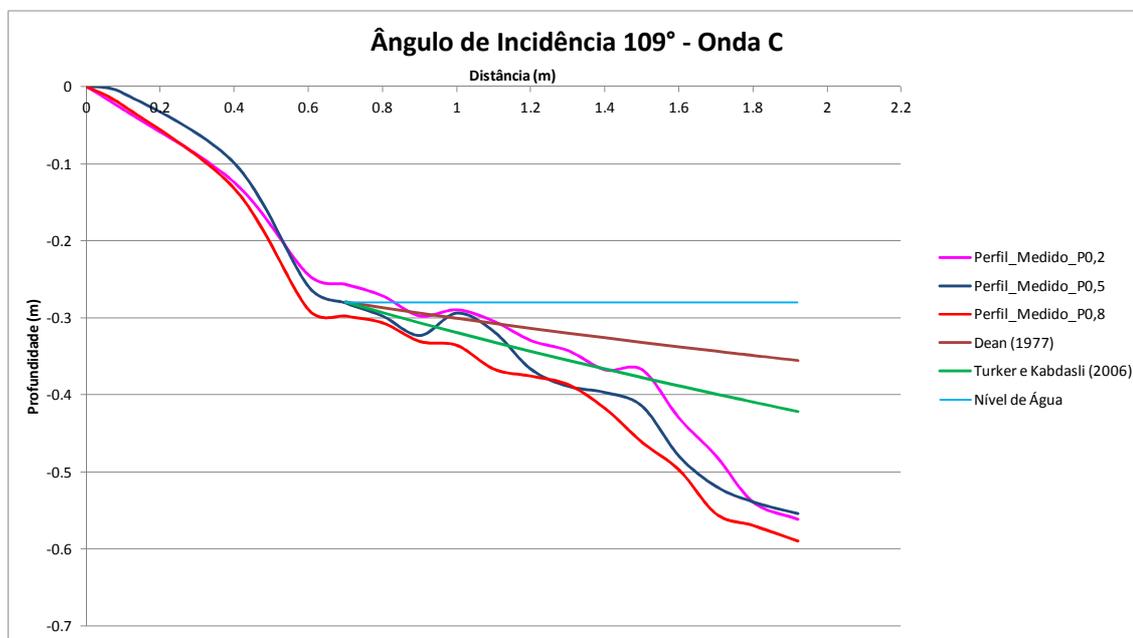


Figura 5.96 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109° .

A Figura 5.96 apresenta os levantamentos topo-altimétricos dos perfis para as posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após um regime de ondas do tipo C, com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 109° . Através da referida figura, identificou-se um melhor ajuste dos perfis medidos ao modelo de Turker e Kabdasli (2006) do que ao modelo de Dean (1977).

As Figuras 5.97 e 5.98 apresentam os levantamentos topo-altimétricos dos perfis referentes às posições $P_{0,2}$, $P_{0,5}$ e $P_{0,8}$, após um regime de ondas dos tipos B e C com ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120° , respectivamente.

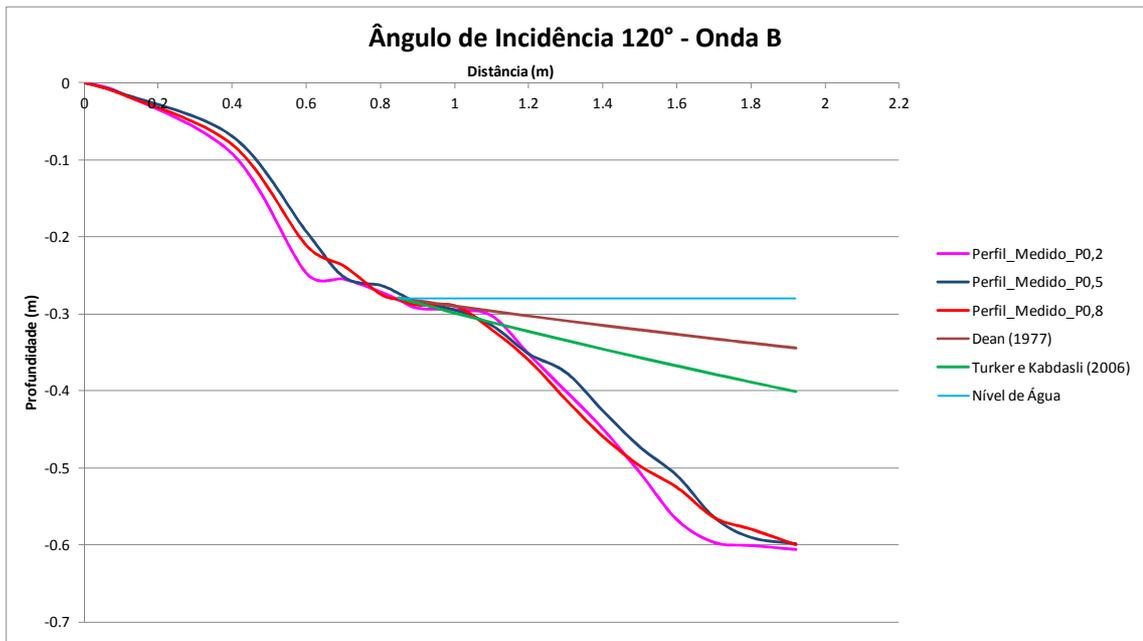


Figura 5.97 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo B e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120°.

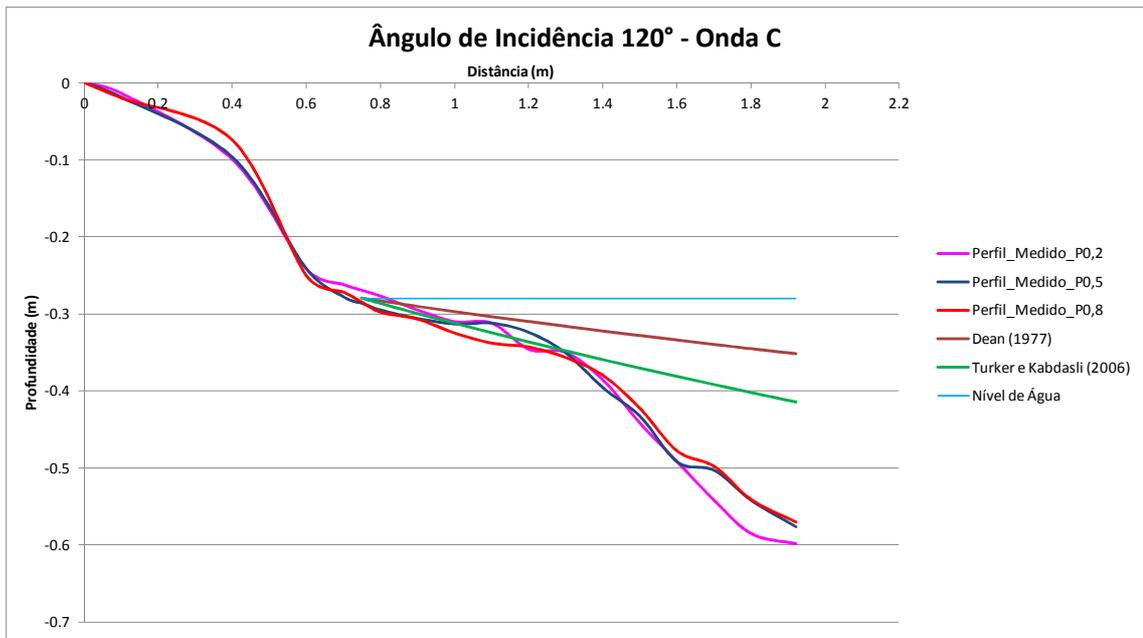


Figura 5.98 Perfis medidos e modelados pelas equações de Dean (1977) e Turker e Kabdasli (2006), para onda do tipo C e ângulo de incidência das ondas sobre o talude de 120°.

Através das Figuras 5.97 e 5.98 identificou-se um melhor ajuste dos perfis medidos, ao modelo de Turker e Kabdasli (2006), quando comparado ao modelo de Dean (1977).

Através dos resultados apresentados neste item, verificou-se que o modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006) representou um melhor ajuste aos perfis medidos, quando comparado ao modelo apresentado por Dean (1977), diferentemente do que foi verificado para os ensaios realizados no canal de ondas, conforme apresentado no item 5.3.6.

Desta forma, através dos resultados obtidos, verificou-se que o modelo apresentado por Dean (1977) representou melhor os perfis de equilíbrio resultantes da ação das ondas sem

a presença de corrente, através dos dados obtidos no canal de ondas. Para o modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006), verificou-se que este representou melhor os perfis de equilíbrio quando há a ação da corrente juntamente com onda, situação esta mais semelhante à realidade.

Além disso, o modelo de Turker e Kabdasli (2006) permitiu a inserção de vários parâmetros que poderão estar associados aos processos de equilíbrio de um perfil, como características das ondas, declividade do perfil e parâmetros característicos dos sedimentos, que poderão ter influenciado em uma melhor representação.

No entanto, o modelo apresentado por Turker e Kabdasli (2006) não representou integralmente os perfis medidos, devido à forma exponencial utilizada pelo modelo, a qual não permitiu a representação de bancos, valas ou terraços de sedimentos ao longo do perfil de equilíbrio.

CAPÍTULO 6

6. Conclusões e Considerações Finais

6.1 Conclusões

Os ensaios realizados no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, primeira etapa do estudo, demonstraram a possibilidade de identificação dos parâmetros característicos das ondas geradas a jusante de dissipador de energia por ressalto hidráulico livre e submerso.

A análise dos parâmetros característicos das ondas, período e altura, resultantes para cada configuração de vazão e submersão simulada no modelo do vertedouro em degraus, demonstrou uma maior relação dos parâmetros com a vazão escoada no modelo do que com a condição de submersão do ressalto hidráulico formado.

Ao longo do canal de restituição do modelo físico reduzido do vertedouro em degraus, verificou-se uma diminuição dos parâmetros característicos das ondas à medida que estas se afastavam do ressalto hidráulico, possibilitando, desta forma, concluir que as ondas perderam energia à medida que se afastavam do ressalto hidráulico. Porém, o mesmo não foi observado para as medições realizadas ao final do canal de restituição, possivelmente devido a efeitos de reflexão provocados pela comporta existente neste local. Sendo assim, foi possível concluir que eventuais obstruções ao escoamento puderam interferir de forma significativa aos parâmetros característicos das ondas, podendo desta forma intensificar o efeito de erosão as margens.

A frequência das ondas geradas a jusante do ressalto hidráulico, obtida por meio do período significativo das ondas, apresentou uma melhor relação com a frequência dos vórtices presentes na região do rolo, demonstrando, desta forma, ser este o período mais representativo para a caracterização das ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico livre e submerso.

Através da equação de dispersão foi possível considerar o efeito de sobreposição entre onda e corrente, para a obtenção do comprimento e da celeridade das ondas geradas a jusante do ressalto hidráulico. Desta forma, identificou-se mais uma vez, por meio da relação resultante entre os dados teóricos, obtidos pela equação da dispersão, e observados, obtidos através de dados medidos no modelo físico reduzido, que o período significativo das ondas, apresentou-se mais representativo para a caracterização das ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico livre e submerso.

A profundidade relativa apresentada pelas ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico livre e submerso, demonstrou se tratar de ondas em águas intermediárias,

indicando, desta forma, influência do fundo do canal de restituição sobre as características das ondas.

A análise adimensional demonstrou, para a condição de ressalto hidráulico livre, uma menor dispersão para as relações H_s/d_1 , H_s/d_2 e $H_s/(d_2-d_1)$, referentes aos resultados obtidos com a formação do ressalto hidráulico afastado do pé do vertedouro em degraus, quando comparados com os resultados obtidos para o ressalto hidráulico formado junto ao pé do vertedouro em degraus. Porém, embora estas relações tenham apresentado maiores dispersões, indicaram uma redução da altura significativa das ondas quando o ressalto hidráulico foi formado junto ao pé do vertedouro em degraus.

Para as relações H_s/d_1 , H_s/T_w e $H_s/(d_2-d_1)$, referentes aos resultados obtidos para a condição de ressalto hidráulico submerso, não foram verificadas alterações significativas nas relações devido ao aumento do grau de submersão do ressalto hidráulico.

A relação $H_s/(E_2-E_1)$ apresentou uma diminuição na sua tendência com o aumento do número de Froude, para a condição de ressalto hidráulico livre. Além disso, apresentou uma mesma tendência de decaimento, tanto para os resultados obtidos com a formação do ressalto hidráulico afastado do pé do vertedouro em degraus como para os resultados obtidos para a formação do ressalto hidráulico junto ao pé do vertedouro em degraus. Para a condição de ressalto hidráulico submerso, a relação $H_s/(E_2-E_1).S$ apresentou uma tendência de crescimento com o aumento do grau de submersão.

As relações $U_1 T_s/d_2$ e $U_1 T_s/d_1$, referentes à caracterização dos períodos das ondas, apresentaram um crescimento com o aumento do número de Froude para a condição de ressalto hidráulico livre formado afastado do pé do vertedouro em degraus. Porém, o mesmo não foi identificado para a condição de ressalto hidráulico livre, formado junto ao pé do vertedouro em degraus, e submerso, apresentando para estes uma constância nas relações.

Os parâmetros característicos de período e altura das ondas, obtidos através de simulação física reduzida, puderam ser reproduzidos em canal de ondas, por meio de processo de conversão de escala entre modelo físico reduzido, protótipo e canal de ondas. Este processo de conversão, realizado com base na curva de eficiência do gerador de ondas do canal, foi obtido por meio de semelhança de Froude e redução geométrica sem distorção, o qual resultou em uma escala de 1 para 5 entre protótipo e canal de ondas. Esta relação de escala permitiu garantir a equivalência entre as relações das ondas geradas com o fundo do canal de ondas.

A avaliação dos efeitos das ondas simuladas sobre os taludes de proteção, que representaram as margens de rios a jusante de ressalto hidráulico, realizada para diferentes inclinações de taludes e granulometria do material de proteção, permitiu identificar o talude

constituído com inclinação 1(V): 3(H) e diâmetro médio (D_{50}) de 21 mm, como o mais estável à ação das ondas simuladas, mesmo este sendo considerado um diâmetro menor do que o recomendado pelos métodos tradicionais para a proteção de margens.

No entanto, situações reais presentes no escoamento a jusante de ressalto hidráulico, tal como a corrente do escoamento e diferentes ângulos de incidência das ondas sobre o talude de proteção, não puderam ser reproduzidas no canal de ondas, devido a limitações apresentadas pelo modelo.

O modelo de perfil de equilíbrio praiar, apresentado por Dean (1977), embora não tenha representado fidedignamente os perfis dos taludes simulados no canal de ondas, foi o que melhor representou os perfis de equilíbrios resultantes após a ação das ondas simuladas.

No tanque de ondas, os parâmetros característicos de período e altura de ondas, obtidos através dos experimentos realizados no modelo físico reduzido de vertedouro em degraus, puderam ser reproduzidos por meio de conversão de escala entre modelo físico reduzido, protótipo e tanque de ondas, de forma semelhante ao critério utilizado nos ensaios realizadas no canal de ondas. Com base na curva de eficiência obtida para o gerador de ondas do tanque, foi possível obter uma escala de 1 para 8 entre protótipo e tanque de ondas, considerando critério de semelhança de Froude, redução geométrica sem distorção e equivalência entre as relações das ondas com o fundo do tanque de ondas.

Os ensaios realizados no tanque de ondas permitiram verificar o efeito da ação das ondas juntamente com a ação da corrente induzida pelas ondas, através da variação do ângulo de incidência das ondas sobre o talude de proteção. Desta forma, foi possível concluir que o aumento do ângulo de incidência das ondas sobre o talude, intensificou os processos erosivos do material de proteção das margens, devido ao efeito combinado onda e corrente.

Os perfis de equilíbrio resultantes da ação das ondas investigados no tanque de ondas, foram melhor representados pelo modelo de Turker e Kabdasli (2006), apresentado ser este modelo que melhor representa o efeito de onda e corrente sobre os perfis de equilíbrio. No entanto, o modelo não representou de forma fiel aos perfis levantados ao longo do talude de proteção, possivelmente pela forma exponencial utilizada pelo modelo, a qual não representa a presença de bancos, valas ou terraços de sedimentos ao longo do perfil de equilíbrio.

6.2 Considerações finais

Durante a realização deste estudo surgiram vários questionamentos quanto aos caminhos que seriam mais indicados a seguir, devido à quantidade de variáveis envolvidas na determinação e reprodução das ondas que são geradas a jusante de ressalto hidráulico.

A partir dos resultados encontrados neste estudo, sugerem-se alguns aspectos que futuramente possam ser investigados.

Com relação a determinação das características das ondas, em modelo físico reduzido, verifica-se a possibilidade de identificação de tais características em outras formas de geometria de vertedouros como, por exemplo, vertedouro do tipo salto esqui.

Além disso, poderia ser investigado, qual altura de onda seria mais representativa para as ondas geradas a jusante de ressalto hidráulico, através da utilização da teoria da função de corrente de Dean na determinação dos valores de pressão na crista e no cavado da onda.

No canal de ondas, além de diferentes inclinações e granulometrias, das que foram utilizadas nestes estudo, poderia ser investigado, também, o efeito somado de onda e corrente aos taludes de proteção de margens, através de adaptações que poderiam ser realizadas ao canal de ondas como, por exemplo, uma possível recirculação de água ao longo do canal. Outro aspecto, também importante, que poderia ser investigado, seria a relação do grau de imbricamento, do material utilizado na construção dos taludes, no processo erosivo das margens.

E por fim, com relação aos ensaios realizados no tanque de ondas, poderia ser investigada a ação das ondas sobre taludes com diferentes ângulos de incidência entre onda e talude, dos que foram investigadas neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABOU-SEIDA, M.M. “Wave Action Below Spillways”. Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division 89 (HY3), 1963.
2. AFONSO, L.C.L. “Estudo Numérico do Galgamento de Estruturas de Proteção Costeira”. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Setembro, 2011.
3. BATTJES, J.A. “A Case Study of Wave Height Variations Due to Currents in a Tidal Entrance”. Coastal Engineering, Vol. 6, Nº 1, p. 47-57, 1981.
4. BHATTACHARYYA, R. “Dynamics of Marine Vehicles”. EUA, 1978.
5. BRADLEY, J.N., PETERKA, A.J. “Hydraulic Design of Stilling Basins: Stilling Basin and Wave Suppressors for Canal Structures, Outlet Works, and Diversion Dams (Basin IV)”. Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Proc. Paper 1402. 1957.
6. BRASIL. Ministério Público Federal e Ministério Público do Estado de Rondônia. Ação Civil Pública Ambiental com Pedido de Liminar em Tutela Inibitória Antecipada. Disponível em: <https://www.mpro.mp.br/Reservatório/f0935eed-52b1-43d8-a080-73b53e0652b9>. Acesso em 30 nov. 2016.
7. BRIGHETTI, G., MARTINS, J. R. S. “Estabilização e Proteção de Margens”. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2001.
8. CAPITÃO, R.J.P. “Modelagem Estocástica Numérica e Física da Agitação Marítima” Tese de Doutorado. Instituto Superior Técnico – IST/LNEC, Lisboa, 2001.
9. CARNEIRO, M.L. “Desenvolvimento de Dispositivos de Geração e Absorção Ativa de Ondas para Tanque de Ensaio de Estruturas Oceânicas”. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003.
10. CARTER, D. J. T. “Predictions of wave height and period for a constant wind velocity using the jonswap results”. Ocean Engineering, Vol. 9, Nº. 1, pp. 17-33, 1982.
11. CARVALHO, N. O; FILIZOLA Jr., SANTOS, P. M. C; LIMA, J. E. F. W. “Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios”. ANEEL. Brasília, 2000.
12. CERDEIRA, V.S.R. “Estudo Sobre as Características Físicas de um Canal de Ondas”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2006.
13. CHANSON, H. The Hydraulics of Open Channel Flow: Na Introduction. 2.ed. 2010.
14. CHOW, V.T. “Open-Channel Hydraulics”. New York, McGraw – Hill Book, 680 p, 1959. Civil Engineering, Ocean Engineering Report, n. 12, University of Delaware,

15. CLEMENTE, D.S. “Energia das Ondas: Metodologia de Ensaios em Modelos Reduzidos”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Itajubá. Março, 2013.
16. COELHO, A. L. N. “Geomorfologia Fluvial de Rios Impactados por Barragens”. Revista Online - Caminhos de Geografia, Uberlândia, v.9 n.26, p.16-32, Junho de 2008.
17. CONTERATO, E. “Determinação de Critérios de Dimensionamento de Soleira Terminal em Bacia de Dissipação a Jusante de Vertedouro em Degraus”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Fevereiro, 2014.
18. CUNHA, Sandra B. Geomorfologia Fluvial. In: CUNHA, S.B.; GUERRA, A.J.T. (orgs.) Geomorfologia exercícios técnicas e aplicações. 2. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2002. p. 157-189.
19. CURBANI, F.E. "Caracterização de Ondas na Região Adjacente ao Porto de Barra do Riacho, Aracruz-ES, para o ano de 2008". Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.
20. D'ARMADA, J.C.R.; ASSIREU, A.T.; VIANA, A.N.C.; RODRIGUES, A.A. “Erosões em Margens de Reservatórios - Influências das Ondas Geradas pela Ação do Vento e da Vegetação de Proteção Ciliar”. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 2011.
21. DEAN, R. G., Equilibrium beach profiles: US Atlantic and Gulf coasts, Department of
22. DEAN, R.G.; DALRYMPLE, R.A. - “Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists” – New Jersey, 1992.
23. DEAN, R.G.; DALRYMPLE, R.A. " Coastal Processes With Engineering Applications". Cambridge: Cambridge University Press. 2004.
24. DEBO, T.N., REESE, A.J. “Municipal Storm Water Management”. Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. Lewis Publishers. 1995.
25. DIAS, A.M. “A influência de correntes para a medição de ondas do mar”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Maio, 1992.
26. 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. Vol. 18, Nº 4, Outubro/Dezembro, 2013.
27. ENDRES, L.A.M., CAPITÃO, R.J.P. “A Comparison of Time and Spectral Analysis on Numerical and Flume Simulations of Wave Records”. LNEC, Lisboa, 2010. Engineering, v. 33, p. 281-291, 2006.
28. GABRIEL, D.W.; HEDGES, T.S. “Effects of Currents on Interpretation of Sub-Surface Pressure Spectra”. Coastal Engineering, Vol. 10, Nº 4, p. 309-323, 1986.

29. GODA, Y. "Random seas and Design of Maritime Structures". Singapore: World Scientific, p. 443. 2000.
30. GODA, Y. "Random Seas and Design Maritime Structures". Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 33. 3rd Edition, 2010.
31. HAGER, W.H. "Energy Dissipators and Hydraulic Jump". Water Science and Technology Library. Published by Kluwer Academic Publishers. 1992.
32. HASSELMANN, K. et al. Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deutsch. Hydrogr. Z., Suppl. A*, 8, N° 12, 1973.
height on shape-parameter for representing equilibrium beach profiles. *Ocean*
33. HOLANDA, F.S.R., BANDEIRA, A.A., ROCHA, I.P., ARAÚJO FILHO, R.N., RIBEIRO, L.F., ENNES, M.A. "Controle da Erosão em Margens de Cursos D'Água: Das soluções Empíricas à Técnica da Bioengenharia de Solos". *Revista RA'E GA*, Curitiba, nº17, p. 93-101, 2009. Editora UFPR.
34. HUDSON, R. Y. "Laboratory investigations of rubble mound breakwaters". *Journal of the Waterways and Harbors Division of ASCE*, 85(WW3), 93–121, 1959.
35. HUGHES, S.A. "Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering". *Advanced Series on Ocean Engineering. EUA*. Vol. 7. 2005.
36. ICOLD, International Commission on Large Dams. "Embankment Dams Upstream Slope Protection / Review and Recommendations". Paris, 1993
37. ICOLD, International Commission on Large Dams. "Sedimentation control of reservoirs / Guidelines". Paris, 1989.
38. ISAACSON, M. "Measurement of Regular Wave Reflection". *Journal Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 117, N° 6, pp. 553-569, November/December, 1991.
39. KAMPHUIS, J.W. "Introduction to Coastal Engineering and Management" – Singapura, 2000.
40. KOBUS, H. "Hydraulic Modelling". German Association For Water Resources And Land Improvement. Bulletin 7. 1980.
41. 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". World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland, 1998, 159 pp.
42. LENCASTRE, A. "Manual de Hidráulica Geral". São Paulo. Edgard Blucher, 1972. 411p.
43. LENCASTRE, A. *Hidráulica geral*. Edição Luso-Brasileira, 1983. 653p.

44. LOPARDO, R. A. & HENNING, R. E. “Efectos de las condiciones de ingreso al resalto sobre el campo de presiones instantáneas”. XII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 1986. São Paulo, Brasil. Anais... São Paulo. IAHR, 1986.
45. LOPARDO, R.A.; VERNET, G.F. Ondas Aguas Abajo de Disipadores a Resalto. VIII Congresso Latinoamericano de Hidraulica, 1978.
46. MAB. Movimento dos Atingido por Barragens. Barragem Provoca novo Desabamento no Rio Madeira. Disponível em: <http://www.mabnacional.org.br/noticia/barragem-provoca-novo-desabamento-no-rio-madeira>. Acesso em: 14 dez. 2013.
47. MANSARD, E.P.D., and FUNKE, E.R. “The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method”. Hydraulics Laboratory Technical, National Research Council of Canada, Ottawa. 1980.
48. MARQUES, M. “Sistema Automatizado para Estimativa de Ondas Geradas por Vento em Reservatórios de Barragens”. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Agosto de 2005.
49. MARQUES, M. G., PELUFO, J., CONTERATO, E., NOVAKOSKI, C. K. “Avaliação da Distribuição das Pressões Médias Junto ao Fundo de uma Bacia de Dissipação por Ressalto Hidráulico a Jusante de Vertedouro em Degraus”. XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2013.
50. MARTINS, A.J.F. “Análise da Arrebentação de Ondas com Ensaio em Laboratórios”. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
51. MARTINS, F.J.P. “Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais”. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia de Coimbra, Março, 2000.
52. MARZEC, E.P. "Caracterização de Ondas a Jusante de Dissipador por Ressalto Hidráulico". Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.
53. MASSEL, S.R. "Hydrodynamics of Coastal Zones". Elsevier Science Publ. Comp., Amsterdam, p. 336. 1989.
54. MELLO, P.C. “Um Aparato para Redução da Reflexão de Ondas em uma Praia Parabólica”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.
55. MOK, K. M. Relation of surface roller eddy formation and surface fluctuation in hydraulic jumps. Journal of Hydraulic Research. Vol. 42, n 2(2004), pp. 207-212.
56. MORAIS, V. S. “Previsão de Ondas Geradas por Ventos em Águas Interiores e sua Alteração Devido à Presença de Vegetação Aquática em Margens de Lagos”. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista, Dezembro, 2009.

57. NASCIMENTO, M.F., NEVES, C.F., MACIEL, G.F. “Modelo numérico de Boussinesq adaptado para a propagação de ondas de embarcação em águas rasas”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 14, n.4, Out/Dez2010, 05-15.
 58. NETO, E.F.T. Avaliação do Campo de Pressões em Ressalto Hidráulico Formado a Jusante de uma Comporta com Diferentes Graus de Submergência. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Junho, 2006.
 59. NETO, E.F.T.; MARQUES, M.G. “Análise do Campo de Pressões em Ressalto Hidráulico Submergido a Jusante de uma Comporta”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 13 n.4 Out/Dez 2008, 55-68.
 60. NEVES, C. F., MACIEL, G.F., ROSAURO, N.M. “ Amortecimento de ondas por vegetação: uma estratégia para proteção de margens lacustres”. II Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, Rio Grande, 2006.
 61. 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. Vol. 18, Nº 3, Julho/Setembro, 2013.
 62. ORTIZ, J. P. Macroturbulência de escoamento a jusante de estruturas de dissipação por ressalto. Boletim técnico DAEE. São Paulo. v. 5, n. 3, p. 273-472. 1982.
 63. PEREIRA, G.M., LOPES, M.L. “Critérios e Procedimentos para Operação das Comportas de Vertedouros”. XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Porto de Galinhas, PE, 2013.
 64. 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". XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Brasília, DF, 2015.
 65. PETERKA, A. J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. US Department Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph 25, Denever, 1974.
 66. PIERSON, W. J.; MOSKOWITZ, L. "A proposed spectral form for fully developed wind seas based on the similarity theory of S.A. Kitaigorodskii. J. Geophys". Res., 69, 24, 5181-90. 1964.
 67. POÇAS, J.S. "Avaliação dos Espectros de Onda Obtidos por Radar de Abertura Sintética (SAR) para os Litorais de Florianópolis/SC e Rio Grande/RS. Dissertação de Mestrado. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE, Julho, 2011.
 68. PORTO, R.M. Hidráulica Básica. 3. ed. São Carlos: EESC-SP, 2004.
- profiles. Ocean Engineering, v. 31, p. 1741-1756, 2004.

69. RASSINI, J. B.; REIS, A. E. G. dos; MACEDO, J.; LEITE, J. C. Caracterização de várzeas na região dos cerrados. Planaltina: Embrapa-CPAC, 1984. 16 p. (Embrapa-CPAC. Boletim de Pesquisa, 22).
70. ROSAURO, N.M.L. "Teoria e Prática da Geração e Propagação de Ondas Monocromáticas em um Canal de Laboratório". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 9, Nº 1, Jan/Mar, 2004, pp 199-216.
71. SANTOS, A.L.C; SANTOS, F.M.;CARVALHO, L.M.;CARVALHO, N.V. " Sensibilidade de Espectros de Ondas Oceânicas Recuperados por Radar de Abertura Sintética". Boletim de Ciências Geodésicas - On-Line version, ISSN 1982 - 2170.
72. SMITH, J.M. "Wave Pressure Gauge Analysis With Current". Journal Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 128, Nº 6, pp. 271-275,November/December, 2002.
73. SONTEK "Experimental Verification of Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) Performance in Fine-Grained, High Sediment Concentration Fluids". San Diego, 2009.
74. SORENSEN, R.M. "Prediction of Vessel-Generated Waves With Reference to Vessels Common to the Upper Mississippi River System". Prediction report for Upper Mississippi River – Illinois Waterway System Navigation Study. In: ENV report 04, Department of Civil Environmental Engineering, 1997.
75. STRECK, E.V.; KÄMPF,N.; DALMOLIN,R.S.D.; KLAMT,E.; NASCIMENTO,P.C.; SCHNEIDER,P.; GIASSON,E. e PINTO,L.F.S. Solos do Rio Grande do Sul. 2.ed. Porto Alegre: EMATER/RS, 2008. 222p.
76. TEIXEIRA, E.D. "Previsão dos Valores de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico". Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Agosto, 2003.
77. TÜRKER, U.; KABDASLI, M. S. Average sediment dislocation analysis for barred profiles. Ocean Engineering, v. 31, p. 1741-1756, 2004.
78. TÜRKER, U.; KABDASLI, M. S. The effects of sediment characteristics and wave height on shape-parameter for representing equilibrium beach profiles. Ocean Engineering, v. 33, p. 281-291, 2006.
79. VAN DER MEER, J. W. "Rock slopes and gravel beaches under wave attack". Ph.D. Dissertation, Delft Univ. of Technology, Delft, Netherlands, 1988.
80. WOLLMANN, D.M. "Técnicas de obtenção do espectro direcional da agitação marítima.Tese de mestrado. COPPE/UFRJ, Fevereiro, 1986.