

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PELOTAS
Centro de Desenvolvimento Tecnológico
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos



Dissertação

Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: Descarregadores de fundo.

Aline Saupe Abreu

Pelotas, 2019.

Aline Saupe Abreu

Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: Descarregadores de fundo.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Pelotas, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Mauricio Dai Prá
Co-orientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira

Pelotas, 2019.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

A162a Abreu, Aline Saupe

Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: descarregadores de fundo/Aline Saupe Abreu; Maurício Dai Prá, orientador; Eder Daniel Teixeira, coorientador. – Pelotas, 2019.

166 f. : il.

Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Centro de Desenvolvimento Tecnológico, Universidade Federal de Pelotas, 2019.

1. Assoreamento em reservatórios. 2. Cone de remoção. 3. Capacidade de arraste. 4. Parâmetros adimensionais. 5. Pressure flushing. I. Dai Prá, Maurício, orient. II. Teixeira, Eder Daniel, coorient. III. Título.

CDD: 627

Aline Saupe Abreu

Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: descarregadores de fundo

Dissertação aprovada, como requisito parcial, para a obtenção do grau de Mestre em Recursos Hídricos, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Universidade Federal de Pelotas.

Data da Defesa: 19 de fevereiro de 2019.

Banca examinadora:

Prof. Dr. Mauricio Dai Prá (Orientador).

Doutor em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. Dr. Luis Eduardo Akiyoshi Sanches Suzuki.

Doutor em Engenharia Florestal pela Universidade Federal de Santa Maria.

Prof. Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres.

Doutor em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e Pós-doutor em Hidráulica Marítima no Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Portugal.

Prof. Dr. Vitor Emanuel Quevedo Tavares.

Doutor em Ciência e Tecnologia de Sementes da Universidade Federal de Pelotas.

Ao meu amado Márcio, por todo o carinho e
atenção.

Agradecimentos

Ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Pelotas pelos ensinamentos e oportunidades ao longo do curso de mestrado.

Ao Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) e ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela disposição de infraestrutura, instrumentação e apoio técnico durante a realização deste trabalho.

A CAPES pela concessão da bolsa durante o período de mestrado e a FINEP pelo apoio financeiro ao projeto que fomentou esta investigação experimental.

Aos professores Dr. Marcelo Giulian Marques e Dr. Eder Daniel Teixeira pela oportunidade de participação neste projeto, pela confiança, exemplo de serenidade e apoio durante os períodos iniciais de transição e ao longo de todo este trabalho, muito obrigada.

Ao meu orientador Prof. Dr. Mauricio Dai Prá, pelo exemplo de caráter, pelas conversas, ensinamentos e, principalmente, por todo o constante apoio desde antes do mestrado, obrigada.

Ao meu amigo Diego Santos da Silveira pelo apoio fundamental no início desta jornada, e aos meus colegas e bolsistas de Laboratório Daniel Rossoni, João Borja, Pedro Guido Bassegio e Leandro Oliveira pela ajuda, responsabilidade e companheirismo.

Ao meu namorado Márcio por toda força, cumplicidade e carinho, nas noites de estudo e nos momentos decisivos desta trajetória, e a minha sogra Rosina pelo incentivo na busca constante de aprendizado.

A toda a minha família, meu pai Albino, minhas tias Mary, Naiara e Maristela pela dedicação, carinho e atenção durante os períodos de transição, muito obrigada.

“No universo, para todos os lugares que olhamos, Ela está lá, em nuvens moleculares no espaço interestelar, em sistemas planetários recém-nascidos, nas atmosferas de exoplanetas gigantes e distantes. Ela está lá, seja em forma de gelo, vapor ou líquido (Adaptado de André Jorge de Oliveira).

Resumo

ABREU, Aline Saupe. **Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: descarregadores de fundo**. 2018. 166f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Centro de Desenvolvimento Tecnológico, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, 2019.

Descarregadores de fundo são estruturas hidráulicas presentes em um grande número de barragens de pequeno e médio porte, essenciais para a remoção de sedimentos nestes empreendimentos. Eles são incorporados ao paramento de montante e na porção inferior do volume útil dos reservatórios com o objetivo de aumentar a capacidade de armazenamento de água e a vida útil do empreendimento em questão. O funcionamento dos descarregadores de fundo ocorre através da remoção do sedimento por meio da capacidade de arraste do escoamento, sendo o fenômeno de assoreamento, oriundo de atividades antrópicas e naturais das bacias hidrográficas, um processo gradativo e inerente aos diferentes aproveitamentos de reservação de água. Em diversos locais do mundo, em função de sua importância, estão sendo desenvolvidas diferentes metodologias de análise dimensional e estimativa do cone de remoção de sedimentos depositados em reservatórios considerando a eficiência limitada das estruturas de descarga de fundo. Desta forma, o presente trabalho visa contribuir para a caracterização experimental do comportamento hidrodinâmico dos descarregadores de fundo e seus principais parâmetros hidráulicos e sedimentológicos que favorecem a remoção de sedimentos de fundo, não consolidados. Foram utilizados três modelos físico-experimentais distintos com diferentes características de diâmetro definidas aos descarregadores, vazões de ensaio e carga hidráulica sobre essas estruturas, tendo sido avaliadas as novas conformações de fundo em 4 (quatro) diferentes tipos de materiais: areia, borracha processada, carvão Cardiff e carvão CATA. Através dos perfis batimétricos, formados após o acionamento das estruturas de remoção, foram desenvolvidos novos parâmetros adimensionais que estimam o alcance e a largura máxima do cone de remoção representativo do processo de desassoreamento dos reservatórios em condições de *Pressure Flushing*. Além disso, foram verificadas as estimativas definidas em literatura por Meshkati et al. (2010a) e (2010b), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), para as dimensões máximas do cone de remoção, bem como o volume máximo de sedimentos removidos. Os adimensionais de estimativa de cota (π_z), comprimento ($\pi_{L_{SS}máx.}$) e largura ($\pi_{W_{SS}máx.}$) máximos apresentaram boas correlações quando aplicados aos resultados obtidos dos ensaios realizados nos 3 (três) modelos analisados, dentro da dispersão usualmente verificada em estudos de sedimentos, sendo as características das partículas um dos mais importantes parâmetros para a futura aplicabilidade dos adimensionais em escala de protótipo.

Palavras-Chaves: assoreamento em reservatórios; cone de remoção; capacidade de arraste; parâmetros adimensionais; *Pressure Flushing*.

Abstract

ABREU, Aline Saupe. **Experimental analysis in the physical model of hydraulic structures of sediment removal in dams: bottom outlets**. 2019. 166f. Dissertation (Master's degree in Water Resources) – Postgraduate Program in Water Resources, Technological Development Center, Federal University of Pelotas, Pelotas, 2019.

Bottom outlets are hydraulic structures present in a large number of small and medium size dams, essential for sediment removal in these enterprises. They are incorporated to the upstream facing and in the lower portion of the useful volume of the reservoirs in order to increase the water storage capacity and the useful life of the enterprise in question. The operation of the bottom outlets occurs through the removal of sediment by the dragging capacity of the flow, being the phenomenon of silting, originating from anthropic and natural activities of the hydrographic basins, a gradual process inherent to the different uses of water reservation. In several places around the world, due to its importance, are being developed different methodologies of dimensional analysis and estimation of the cone of sediment removal deposited in reservoirs considering the limited efficiency of the bottom outlet structures. In this way, the present work aims to experimentally identify the hydrodynamic behavior of the bottom outlets and their main hydraulic and sedimentological parameters that favor the removal of unconsolidated bottom sediments. Three distinctive physical-experimental models were used with different geometry characteristics proposed for the dischargers, assay flows and hydraulic load under these structures, having been evaluated the new bottom conformations in 4 (four) different types of materials: sand, processed rubber, Cardiff coal and CATA coal. Through the bathymetric profiles, extracted after the activation of the removal structures, new dimensionless parameters were developed that estimate the reach and maximum width of the removal cone representative of the desilting process of the reservoirs under Pressure Flushing conditions. In addition, were verified the estimates defined in literature by Meshkatiet al. (2010a) and (2010b), Meshkati et al. (2010) in Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) and Emamgholizadeh and Fathi-Moghadam (2014), for the maximum dimensions of the removal cone, as well as the maximum volume of sediments removed. The dimensionless of estimate depth (π_z), length ($\pi_{L_{SS}máx.}$) and width ($\pi_{W_{SS}máx.}$) maximum presented good correlations when applied to the results obtained from the essays performed in the 3 (three) models analyzed, within the dispersion usually verified in sediment studies, being the characteristics of the particles one of the most important parameters for the future applicability of the dimensionless in scale of prototype.

Keywords: silting in reservoirs; removal cone; dragging capacity of the flow; dimensionless parameters; pressure flushing.

Lista de Figuras

Figura 1 - Esquematisação geral das principais metodologias de desassoreamento de reservatórios, adaptado e traduzido de Auel et. al. (2014).	31
Figura 2 - Esquema de formação de depósitos de sedimentos em reservatórios com indicação dos principais problemas decorrentes (CARVALHO et al.,1994).	33
Figura 3 - Início de movimento, adaptado de Van Rijn (1984a).	36
Figura 4 - Critérios para a caracterização do início do transporte de sedimentos de diferentes autores, adaptado de Ramos (1989).	37
Figura 5 - Diagrama de determinação da velocidade de sedimentação, e diâmetro da partícula (RUBEY, 1933).	37
Figura 6 - Desenho esquemático de dois sistemas de túnel de derivação de sedimentos, em escoamento livre (a), e conduto forçado (b), (AUDEL et al., 2014). ..	39
Figura 7 - Desenho esquemático de um sistema combinado de barragem de retenção e descarga de sedimentos existentes na represa Miwa no rio Mibu, Japão (KONDOLF, 2014).	40
Figura 8 - Desenho esquemático de movimentação das correntes de turbidez no reservatório (CESARE, 1998).	41
Figura 9 - Descarregadores de fundo da UHE Jacutinga (MG) em operação (CEMIG GT apud KANASHIRO 20-?).	45
Figura 10 - Comportas utilizadas no acionamento de descarregadores de fundo: Comporta tipo Gaveta (a); Segmento (b); Vagão (c), e; Visor, imagem ilustrativa referente somente ao modelo da comporta (d) (PEREZ et al., 2011).	48
Figura 11 - Desenho esquemático das formas de acionamento dos descarregadores de fundo: “Pressure Flushing” sem rebaixamento do nível do reservatório (a); “Drawdown Flushing” com rebaixamento total do nível do reservatório (b) (SARAIVA et al., 2017).	50
Figura 12 - Fluxograma referente aos parâmetros dimensionais predominantes e a etapa de transporte dos sedimentos.	54
Figura 13 - Desenho esquemático das dimensões analisadas por diferentes autores (ABREU et al.,2018).	61
Figura 14 - Desenho esquemático das dimensões correspondentes a largura ($W_{ssm\acute{a}x.}$) e comprimento máximo de remoção ($L_{ssm\acute{a}x.}$) após o acionamento dos descarregadores de fundo.	62

Figura 15 - Cone de remoção adaptado de: Emamgholizadeh et. al, (2006) (a) e; Madadi et. al, (2016) (b) (SARAIVA et. al., 2017).....	62
Figura 16 - Sistema de distribuição de água (a), sistema de bombeamento do laboratório LOH (b).....	68
Figura 17 - Canal de alvenaria do modelo físico Conceitual (a), pontas linimétricas de controle de alturas e lâmina d'água (b).	69
Figura 18 - Sistema de tubulações de acesso ao modelo Conceitual, principal e via bypass, (a); medidores eletromagnéticos de vazão instalados as tubulações, (b)....	70
Figura 19 - Modelo físico Conceitual instalado no canal de alvenaria do LOH/IPH, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Desenho esquemático das configurações dos descarregadores de fundo abertos durante a realização dos ensaios, (b).	70
Figura 20 - Desenho esquemático do canal metálico e das estruturas do modelo físico Final, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Vista de jusante do modelo e dos descarregadores de fundo sinalizados em amarelo, (b) (ABREU et al., 2018).	71
Figura 21 - Sistema de circulação de água de baixas vazões (bypass) e de altas vazões (a); Medidores eletromagnéticos de vazão (b).....	72
Figura 22 - Reduções propostas para estudos do efeito do diâmetro na remoção de sedimentos através dos descarregadores de fundo.....	73
Figura 23 - Posicionamento adotado para os descarregadores de fundo- "5A": (a); Desenho esquemático das posições existentes no modelo físico Final e a posição considerada neste estudo, (b).	74
Figura 24 - Desenho esquemático do modelo físico Complementar e em amarelo a localização do descarregador de fundo, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Vista lateral do modelo físico Complementar (b).....	75
Figura 25 - Conjunto motor-bomba de bombeamento de água do modelo físico Complementar.....	76
Figura 26 - Inversor de frequência para controle das vazões de ensaio (a); e medidor eletromagnético de fluxo instalado a tubulação de distribuição de água do modelo Complementar (b).	76
Figura 27 - Relações de curva-chave para os diâmetros de 33mm (a), e 50mm (b),respectivamente.....	78
Figura 28 - Relações de curva-chave para os diâmetros de 75 mm (a), e 100 mm (b), respectivamente.	78

Figura 29 - Suporte de posicionamento da trena em amarelo (a), e escala graduada para determinação das coordenadas “x” e “y” utilizadas na realização das batimetrias no modelo físico Final (b).	79
Figura 30 - Organograma esquemático referente aos procedimentos realizados na metodologia.....	84
Figura 31 - Curvas granulométricas dos materiais a serem utilizados na simulação em modelo físico.	85
Figura 32 - Fotos dos ensaios realizados para a determinação das velocidades de sedimentação das partículas de carvão CATA, evidenciadas em amarelo.....	87
Figura 33 - Fotos da verificação do ângulo de repouso dos materiais: Areia, 0,310mm<dp <0,710mm, (a); Borracha processada, dp=1,18mm, (b); e Carvão CATA, dp=1,00mm, (c).....	88
Figura 34 - Organograma esquemático referente aos procedimentos realizados na metodologia analítica.	89
Figura 35 - Comparativo entre as curvas de nível, Q = 1,90l/s, situação “1A”, Areia, Carvão e Borracha, respectivamente.	92
Figura 36 - Comparativo entre as curvas de nível, Q = 1,90l/s, situação “1B”, Areia, Carvão CATA, Carvão Cardiff e Borracha, respectivamente.	94
Figura 37 - Comparativo entre as curvas de nível, carvão CATA, condição de ensaio “1B”, vazões de 0,90 e 1,90l/s, respectivamente.....	95
Figura 38 - Perfis longitudinais das fossas obtidas na primeira campanha- condição “A”, em areia, carvão CATA e borracha processada, modelo físico Conceitual.....	96
Figura 39 - Perfis longitudinais das fossas obtidas na segunda campanha- condição “B”, em areia, carvão CATA, Cardiff e borracha processada, modelo físico Conceitual.	97
Figura 40 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 6,00; 6,48; e 6,96l/s, respectivamente.	99
Figura 41 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Final, DN's de 33, 50, 75 e 100mm, em borracha processada.....	99
Figura 42 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Final, em borracha processada, DN: 33mm(a); DN 50mm(b); DN: 75mm(c), e DN:100 mm(d).	100

Figura 43 - Comparativo entre as curvas de nível, modelo complementar: DN: 33mm, Q = 1,67l/s (a); DN: 50mm, Q= 4,12l/s (b); DN: 75mm, Q= 9,96l/s (c) e; DN: 100mm, Q= 18,33l/s (c), respectivamente.....	102
Figura 44 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Complementar, DN's de 33, 50, 75 e 100mm, em borracha processada.....	103
Figura 45 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Complementar, em borracha processada, DN: 33mm(a); DN 50mm(b); DN: 75mm(c), e DN: 100mm(d).....	104
Figura 46 - Comparativo entre os comprimentos máximos observados nos modelos físicos Final, Conceitual (1ª e 2ª campanhas) e Complementar, e os comprimentos máximos estimados por diferentes autores.....	105
Figura 47 - Comparativo entre as principais variáveis consideradas nos ensaios dos modelos físicos Final, Conceitual- 1ª e 2ª campanha- e Complementar, considerando a vazão em l/s (a); e o número de Froude (b).	106
Figura 48 - Proposta inicial de adimensional aos dados do modelo físico Final, DN's de 33, 50, 75 e 100mm, em partículas de borracha processada.....	108
Figura 49 - Proposta inicial de adimensional, modelo físico Conceitual em DN 33 mm: 1ªCampanha- areia carvão CATA e borracha processada (a); 2ªCampanha- areia, carvão CATA e Cardiff, e borracha processada (b).....	109
Figura 50 - Proposta inicial de adimensional aos dados do modelo físico Complementar- DN's 33, 50, 75 e 100mm, em partículas de borracha processada.	110
Figura 51 - Relação entre os ângulos de inclinação de taludes (α_i) e de repouso das partículas (α_r), para os modelos Conceitual - 1ª e 2ª campanhas, Final e Complementar, em areia, borracha, carvão CATA e Cardiff.	111
Figura 52 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss,máx.}$, modelo físico Conceitual (1ªCampanha).	113
Figura 53 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss,máx.}$, modelo físico Conceitual (2ªCampanha).	113
Figura 54 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss,máx.}$, modelo físico Final.....	114

Figura 55 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss}^{m\acute{a}x.}$, modelo físico Complementar.	114
Figura 56 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção Equação.	115
Figura 57 - Resultados das adimensionalizados obtidas através dos ensaios realizados em laboratório e das equações disponíveis em literatura, para estimativa de $L_{ss}^{m\acute{a}x.}$	116
Figura 58 - Foto das conformações de fundo geradas pelos descarregadores de fundo nos DNs de 33mm(a) e 100mm(b), respectivamente.	118
Figura 59 - Relação existente entre as dimensões de comprimento e largura máxima de remoção ($W_{ss}^{m\acute{a}x.}$ x $L_{ss}^{m\acute{a}x.}$).	119
Figura 60 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação da largura máxima do cone de remoção $W_{ss}^{m\acute{a}x.}$	121
Figura 61 - Resultados das adimensionalizados obtidas através dos ensaios realizados em laboratório (LOH) e das equações disponíveis em literatura para estimativa do $W_{ss}^{m\acute{a}x.}$	123
Figura 62 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados através das formulações de Emamgholizadeh (2014), (a) e; Meshkati et al. (2010b), (b). ..	124
Figura 63 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados por meio da equação de Emamgholizadeh et al. (2006).	125
Figura 64 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados através da formulação de Fathi- Moghadam (2010).	126
Figura 65 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados por meio da equação de Meshkati et al. (2010a).	126
Figura 66 - Curvas granulométricas do material do leito, estação fluviométrica de monitoramento Potiribu.	129
Figura 67 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/10$	133
Figura 68 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/15$	135
Figura 69 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/20$	136

Figura 70 - Comparativo entre as curvas de nível, Q = 2,50l/s, condição de ensaio “2A”, Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.	150
Figura 71 - Comparativo entre as curvas de nível, Q = 3,50l/s, condição de ensaio “6A”, Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.	150
Figura 72 - Comparativo entre as curvas de nível, Q = 4,20l/s, condição de ensaio “7A”, Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.	151
Figura 73 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “1B”, areia, vazões de 0,70; 0,95 e 1,90l/s, respectivamente.....	152
Figura 74 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “1B”, areia, vazões de 1,95 e 1,96l/s (a), e situação “2B”, areia, vazão de 2,50l/s (b).	152
Figura 75 - Comparativo entre as curvas de nível, areia, situação “3B”, vazão de 3,50l/s (a); e ensaios realizados em borracha, situação “1B”, vazões de 0,70 e 0,95l/s (b).	153
Figura 76 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “1B”, borracha, vazões de 1,90(2x) e 1,96l/s (a); e situação “2B”, borracha, vazão de 2,50l/s (b).....	153
Figura 77 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “3B”, borracha, vazão de 3,50l/s (a); e situação “1B” e “2B”, carvão CATA, vazões de 1,90 e 2,56l/s, respectivamente (b).....	154
Figura 78 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “3B”, carvão CATA, vazão de 3,50l/s (a); e situação “1B” e “2B”, carvão Cardiff, vazões de 0,88 e 2,60l/s, respectivamente (b).....	154
Figura 79 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 33mm, borracha processada, vazão de 1,00 (2x) e 1,20(2x)l/s, respectivamente.	155
Figura 80 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 33mm, borracha processada, vazão de 1,20; 1,26; 1,40(2x)l/s, respectivamente.	155
Figura 81 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 50mm, borracha processada, vazão de 1,98; 2,00; e 2,47(2x)l/s, respectivamente.	156
Figura 82 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 50mm, borracha processada, vazão de 2,90(2x); 2,98 e 3,00l/s, respectivamente.	156
Figura 83 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 75mm, borracha processada, vazão de 5,85; 6,50 e 7,70; 7,80l/s, respectivamente.....	157
Figura 84 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 100mm, borracha processada, vazão de 10,30; 11,80; e 12,20 12,60l/s, respectivamente..	157

Figura 85 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “5A”- DN: 100mm, borracha processada, vazão de 12,60; 13,50 e 14,00l/s, respectivamente.....	158
Figura 86 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 33mm, vazões de 1,28, 2,38; 2,51l/s, respectivamente.	159
Figura 87 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 50mm, vazões de 2,24; 3,09; 4,09l/s, respectivamente.	159
Figura 88 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 50mm, vazões de 2,28, 2,38; 2,51l/s, respectivamente.	160
Figura 89 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 50mm, vazões de 3,00; 3,50; 3,56l/s, respectivamente.	160
Figura 90 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 50mm, vazões de 3,75; 3,76; 4,12l/s, respectivamente.	161
Figura 91 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 3,94 e 5,00l/s, respectivamente.	161
Figura 92 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 5,47 e 5,55l/s, respectivamente.	162
Figura 93 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 5,84 (2x)l/s, respectivamente.	162
Figura 94 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 7,11 e 7,15l/s, respectivamente.	163
Figura 95 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 8,47 e 8,50l/s, respectivamente.	163
Figura 96 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 9,95 e 9,96l/s, respectivamente.	164
Figura 97 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 11,14 e 11,28l/s, respectivamente.	164
Figura 98 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 75mm, vazões de 12,13l/s.	165
Figura 99 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 100mm, vazões de 8.56 e 12,31l/s.....	165
Figura 100 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 100mm, vazões de 13,23 e 15,61l/s.	166
Figura 101 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição “5A”- DN: 100mm, vazões de 18,33 e 18,93l/s, respectivamente.	166

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Relações de semelhança entre protótipo e modelo.	55
Tabela 2 - Equações de diferentes autores para estimativa do comprimento máximo da remoção de sedimentos ($L_{ssmáx.}$).....	60
Tabela 3 - Equações de estimativa para a largura máxima da fossa ou cone de remoção ($W_{SSmáx.}$).....	63
Tabela 4 - Equações de diferentes autores para estimativa do volume removido através dos descarregadores de fundo em <i>Pressure Flushing</i> (V_f).....	64
Tabela 5 - Vazões a serem ensaiadas no modelo físico Final.	77
Tabela 6 - Condições dos ensaios realizados no modelo Conceitual, 1º campanha.	81
Tabela 7 - Condições dos ensaios realizados no modelo Conceitual, 2º campanha.	82
Tabela 8 - Condições dos ensaios realizados nos descarregadores de fundo, modelo físico Complementar e Final, DN's de 33, 50, 75 e 100mm.	83
Tabela 9 - Descrição das características gerais dos materiais utilizados como sedimentos nas simulações em modelo físico.	85
Tabela 10 - Ângulo de repouso dos materiais e os ângulos de inclinação dos taludes obtidos durante a realização dos ensaios em modelos físicos.....	111
Tabela 11 - Características das partículas utilizadas na modelagem física.	128
Tabela 12 - Características de representação do protótipo.....	129
Tabela 13 - Velocidades de sedimentação estimadas para o protótipo, através do gráfico de Shields (1936) adaptado.....	130
Tabela 14 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:10 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.	131
Tabela 15 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:15 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.	131
Tabela 16 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:20 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.	132

Lista de Símbolos

α_i	Ângulo de inclinação dos taludes em graus
α_r	Ângulo de inclinação do material em repouso
γ	Peso específico da água (N/m ³)
γ'_s	Peso específico aparente do sedimento (N/m ³)
γ_s	Peso específico do sedimento (N/m ³)
γ_{sm}	Peso específico do sedimento no modelo (N/m ³)
ΔH	Perda de carga (m)
μ	Coefficiente de viscosidade dinâmica da água (N.s/m ²)
ν	Coefficiente de viscosidade cinemática da água (m ² /s)
π_z	Adimensional de profundidade do cone de remoção (adm)
π_{LSS}	Adimensional do comprimento do alcance do cone de remoção (adm)
$\pi_{LSS} máx.$	Adimensional do comprimento máximo do cone de remoção (adm)
π_{WSS}	Adimensional da largura do cone de remoção (adm)
$\pi_{WSS} máx.$	Adimensional da largura máxima do cone de remoção (adm)
ρ_a	Massa específica da água (kg/m ³)
ρ_s	Massa específica do sedimento (kg/m ³)
ρ_s^*	Massa específica relativa do sedimento (kg/m ³)
ρ_s	Massa específica do sedimento (kg/m ³)
ρ_{sm}	Massa específica do sedimento no modelo (kg/m ³)
ρ_{wb}	Massa específica do material molhado depositado na barragem (kg/m ³)
ρ_1	Massa específica do fluido leve (kg/m ³)
ρ_2	Massa específica do fluido pesado (kg/m ³)
τ_*	Parâmetro de Shields (adm)
τ_{*m}	Parâmetro de Shields no modelo (adm)
τ_{*p}	Parâmetro de Shields no protótipo (adm)
τ_{*cm}	Tensão de cisalhamento crítica no modelo (adm)
τ_{*cr}	Tensão de cisalhamento crítica adimensional (adm)
τ_0	Tensão tangencial exercida pelo fluxo ao fundo (N/m ²)
τ_{0cr}	Tensão de cisalhamento crítica (N/m ²)
τ_{*0m}	Tensão de cisalhamento crítica no modelo (adm)
v'	Velocidade de ascensão das partículas (m/s)

φ_{*m}	Parâmetro de Meyer- Peter e Muller no modelo (adm)
ϕ'_{*m}	Parâmetro de Van Rijn no modelo (adm)
ϕ_{*m}	Parâmetro de Engelund- Fredsoe no modelo (adm)
ϕ'_{*m}	Parâmetro de Engelund-Hazen no modelo (adm)
Φ_{*m}	Parâmetro de Einstein no modelo (adm)
ω_S	Velocidade de sedimentação das partículas (m/s)
ω_{Sm}	Velocidade de sedimentação no modelo (m/s)
A_c	Área circular da seção transversal (m ²)
A_{tc}	Área da seção transversal da comporta (m ²)
A_{outlet}	Área do descarregador de fundo (m ²)
a_c	Altura da comporta (m)
B_c	Largura da comporta (m)
C	Coeficiente de rugosidade de Chézy (m ^{1/2} /s)
C_d	Coeficiente de descarga (adm)
C_{sed}	Concentração de sedimentos da corrente de turbidez (kg/m ³)
c	Compacidade relativa do material (%)
d	Densidade do material (g/cm ³)
D	Diâmetro do descarregador de fundo (m)
D^*	Diâmetro sedimentológico (m)
D_{*m}	Diâmetro sedimentológico no modelo (mm)
d_m	Diâmetro da partícula no modelo (m)
d_p	Diâmetro da partícula (mm)
d_{pm}	Diâmetro da partícula no modelo utilizado (mm)
d_{50}	Diâmetro médio das partículas (mm)
e	Índice de vazios No estado natural do material (%)
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo (%)
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo (%)
F_r	Número de Froude (adm)
F_s	Coeficiente de atrito (adm)
Fr_{*m}	Parâmetro de Froude do grão no modelo (adm)
Fr_{outlet}	Número de Froude do escoamento no descarregador de fundo (adm)
g	Aceleração da gravidade (m/s ²)

g'	Aceleração diferencial da gravidade (m/s ²)
g_{sm}	Taxa específica de transporte de sedimentos no modelo (kg/s.m)
H_S	Altura do depósito de sedimentos (m)
$H_{SMesh.}$	Altura do depósito de sedimentos ao centro do descarregador (m)
H_W	Carga hidráulica sobre a geratriz inferior da tubulação (m)
$H_{wMesh.}$	Carga hidráulica sobre o eixo central da tubulação (m)
h	Profundidade do escoamento (m)
" h "	Cotas referentes a batimetria do depósito de sedimentos (m)
h_*	Profundidade relativa do escoamento (m/m)
h_{turb}	Altura da corrente de turbidez (m)
I_0	Declividade da linha de energia (m/m)
J	Declividade do fundo (m/m)
K_S	Fator de forma do grão (m/m)
L_{SS}	Comprimento do alcance do cone de remoção referente a cada curva de nível (m)
$L_{SSmáx.}$	Comprimento máximo do cone de remoção (m)
l_a, l_b, l_c	Dimensões dos eixos longo, intermediário e curto da partícula (m)
m	Modelo
n	Coefficiente de rugosidade de Manning (s/m ^{1/3})
n_c	Número de condutos
Q	Vazão (m ³ /s)
$Q_{desc.}$	Vazão do descarregador de fundo (m ³ /s)
$Q_{orif.}$	Vazão do orifício (m ³ /s)
q_{sm}	Vazão sólida de sedimentos no modelo (kg/m ³ /s)
Re_*	Reynolds do sedimento ou grão (adm)
Re_{cr}^*	Reynolds crítico do grão (adm)
Re_{*m}	Reynolds do grão no modelo (adm)
Re_{*p}	Reynolds do grão no protótipo (adm)
R_h	Raio hidráulico (m)
r	Rugosidade relativa do fundo (m/m)
U_c	Velocidade da corrente de turbidez (m/s)
u	Velocidade do escoamento no interior do descarregador de fundo (m/s)
V	Velocidade do escoamento (m/s)

V_m	Velocidade do escoamento no modelo (m/s)
V_*	Velocidade de cisalhamento ou atrito (m/s)
V_{*m}	Velocidade de cisalhamento no modelo (m/s)
V_{*cr}	Velocidade crítica de cisalhamento (m/s)
V_f	Volume de material removido pelo descarregador de fundo (m ³)
W_{ss}	Largura máxima referente a curva de nível analisada (m)
$W_{ss\text{máx.}}$	Largura máxima do cone remoção (m)
Z	Cota referente a curva de nível analisada (m)
$Z_{\text{máx.}}$	Profundidade máxima do cone de remoção (m)

SUMÁRIO

1	Introdução	25
2	Diretrizes da Pesquisa	27
2.1	Objetivos do trabalho	27
2.1.1	Objetivo Principal.....	27
2.1.2	Objetivos Específicos	27
2.2	Delimitações	28
2.3	Pressuposto	28
2.4	Limitações.....	28
2.5	Delineamento.....	28
3	Revisão Bibliográfica.....	30
3.1	Assoreamento em Reservatórios.....	30
3.1.1	Processo de Transporte e Deposição de Sedimentos em Reservatórios.....	32
3.1.2	Capacidade de Transporte: Início do Movimento de Partículas Sedimentares	33
3.2	Metodologias de Remoção de Sedimentos de Fundo em Reservatórios	37
3.2.1	Barragem de Retenção e Descarga de Sedimentos	39
3.2.2	Correntes de Turbidez ou Densidade.....	41
3.2.3	Descarga de limpeza- <i>Sediment Flushing</i>	42
3.3	Descarregadores de Fundo	44
3.3.1	Descarregadores de Fundo: Tipos de Estruturas	47
3.3.2	Descarregadores de Fundo- Formas de acionamento e funcionamento..	49
3.4	Modelagem Física e Análise Dimensional para o Estudo do Transporte Sólido	51
3.4.1	Escala de Representatividade do Grão	54
3.5	Caracterização dos parâmetros da formação final do depósito (cava).	56
3.5.1	Estimativa do Comprimento Máximo (<i>L_{ssmáx.}</i>).....	58

3.5.2	Estimativa da Largura da Fossa de Remoção ($W_{ssm\acute{a}x.}$)	61
3.5.3	Estimativa do Volume Removido (V_f)	63
4	Metodologia.....	66
4.1	Instalação Experimental.....	67
4.1.1	Modelo Físico Conceitual	68
4.1.2	Modelo Físico Final	71
4.1.3	Modelo Físico Complementar.....	74
4.2	Grandezas Físicas e Instrumentação Utilizada.....	76
4.2.1	Vazões	77
4.2.2	Níveis de Água	79
4.2.3	Batimetrias dos Depósitos.....	79
4.2.4	Quantificação de Volumes.....	79
4.2.5	Velocidade de Sedimentação.....	80
4.2.6	Ângulo de Repouso	80
4.3	Metodologia de Ensaio	80
4.4	Descrição dos Sedimentos	84
4.4.1	Velocidade de Sedimentação das Partículas	86
4.4.2	Ângulo de Repouso Submerso.....	87
4.5	Metodologia de Análise.....	88
4.5.1	Consistência de Dados.....	89
4.5.2	Adimensionalização dos Parâmetros Físicos	90
4.5.3	Funções Envoltórias dos Parâmetros Adimensionais.....	90
5	Resultados e Discussões	91
5.1	Análise Preliminar: Modelos Físicos Conceitual, Final e Complementar	91
5.1.1	Modelo Conceitual.....	91
5.1.2	Modelo Final.....	98
5.1.3	Modelo Complementar	101

5.2 Análise do Comprimento Máximo de Remoção de Sedimentos- <i>Lssm</i> _{máx}	105
5.3 Análise da Largura Máxima do Cone de Remoção de Sedimentos- <i>Wssm</i> _{máx}	118
5.4 Análise do Volume Removido (V_f)	123
5.5 Escalas de Grão em Protótipo	127
6 Conclusões	138
7 Recomendações para trabalhos futuros	141
Referências Bibliográficas	142
Apêndices.....	148
Apêndice A - Imagens dos ensaios de velocidade de sedimentação.....	149
Apêndice B - Comparativo entre as curvas de nível de diferentes materiais, modelo Conceitual, 1 ^a campanha.	150
Apêndice C- Comparativo entre as curvas de nível de diferentes materiais, modelo Conceitual, 2 ^a campanha.	152
Apêndice D - Comparativo entre as curvas de nível de DN 33, 50, 75 e 100mm, respectivamente, modelo físico Final, borracha processada.....	155
Apêndice E - Comparativo entre as curvas de nível de DN 33, 50, 75 e 100mm, respectivamente, modelo físico complementar, borracha processada.....	159

1 Introdução

Barragens são estruturas hidráulicas desenvolvidas principalmente para o armazenamento de grandes volumes de água pelo represamento de mananciais hídricos superficiais. São responsáveis por atender, em diferentes aspectos, os usos e demandas exigidos pela gestão integrada da água. No Brasil são amplamente utilizadas na produção de energia devido a necessidade da matriz energética nacional e pela disponibilidade de recursos hídricos regionais, sendo responsáveis, por cerca de 65% de toda a produção de energia elétrica do setor (MME, 2015).

A construção de reservatórios em meio fluvial, onde o fluxo é impedido ou condicionado a reduções significativas de velocidade, acaba por propiciar a redução da capacidade de transporte de sedimentos pelo escoamento, provocando assim, a sedimentação do material transportado em arraste e/ou suspensão. O assoreamento gerado por este fenômeno torna-se um processo gradativo e inerente em reservatórios de barragens instaladas ao longo de cursos d'água. Oriundo de processos naturais de erosão e sedimentação é normalmente intensificado pela ação antrópica, estando diretamente influenciado pela gestão e manejo das bacias hidrográficas envolvidas (CESARE, 1998 apud BATUCA e JORDAAN, 2000).

Desta forma, com o objetivo de remover o acúmulo de sedimentos nesses empreendimentos e aumentar o tempo de vida útil dos reservatórios são incorporados aos paramentos de montante, na porção inferior do volume útil dos reservatórios, estruturas hidráulicas denominadas de descarregadores de fundo, que através da capacidade de arraste do escoamento removem o material depositado no fundo do canal por meio de orifícios ou comportas de acesso instaladas usualmente abaixo das tomadas de água.

A utilização de descarregadores de fundo em reservatórios é um dos métodos mais antigos de remoção de sedimentos tendo sido referido em reservatórios construídos no século XVI na Espanha por D'Rogan (TALEBBEYDOKHTI E NAGHSHINEH, 2004).

Em diversos locais do mundo, em função de sua importância e segundo alguns autores como Meshkati et al. (2010a) e (2010b), Meshkati et al. (2010) em Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e

Fathi-Moghadam (2014), estão sendo desenvolvidas diferentes metodologias de análise e estimativa de remoção de sedimentos em reservatórios através da utilização de descarregadores de fundo instalados em barramentos.

A justificativa deste trabalho está baseada na identificação dos processos atuantes na remoção de sedimentos através da modelagem físico-experimental dos descarregadores de fundo, verificando para diferentes materiais e para distintos diâmetros de estrutura as condições hidrodinâmicas responsáveis pelas melhores eficiências no processo de remoção de sedimentos, fomentando assim, parâmetros e diretrizes futuras de utilização destas estruturas em escala de protótipo.

A investigação experimental desta pesquisa compõe um dos segmentos do projeto intitulado: “Produtos e processos para avaliação do aporte de sedimentos visando a disponibilidade hídrica em reservatórios de geração de energia”, apoiado pela FINEP - Financiadora de Estudos e Projetos.

2 Diretrizes da Pesquisa

As diretrizes que orientam este trabalho serão apresentadas neste capítulo.

2.1 Objetivos do trabalho

2.1.1 Objetivo Principal

O principal objetivo deste trabalho foi analisar os parâmetros hidrodinâmicos e estruturais que influenciam na remoção dos sedimentos de fundo depositados em reservatórios, por meio da modelagem física dos descarregadores de fundo.

2.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos abrangem a avaliação dos diversos fatores que envolvem o processo de remoção de sedimentos por descarregadores de fundo em modelagem física, sendo eles:

- Modelar física e hidrossedimentologicamente as condições existentes durante a operação de descarregadores de fundo em reservatórios;
- Verificar as diferentes dimensões propostas para as estruturas hidráulicas e suas respectivas respostas as variações de material sedimentar utilizado nas simulações em laboratório;
- Caracterizar as diferentes conformações de fundo obtidas para as diferentes dimensões definidas aos descarregadores a partir das informações extraídas de 3 (três) modelos físicos distintos;
- Propor a análise dimensional dos principais parâmetros físicos atuantes na remoção de sedimentos via descarregadores de fundo;
- Verificar a aplicabilidade dos adimensionais desenvolvidos neste estudo através do equacionamento de diferentes autores para a estimativa do comprimento, largura e volumes máximos removidos;
- Desenvolver ferramentas analíticas que permitam a estimativa do cone de remoção por meio da determinação da largura e do comprimento máximo da conformação de fundo formada por descarregadores de fundo;
- Analisar os adimensionais desenvolvidos através de informações em escala de protótipo, e assim, definir a representatividade em escala de grão dos modelos utilizados neste estudo.

2.2 Delimitações

O presente estudo visa à compreensão dos parâmetros físicos atuantes na remoção de sedimentos via descarregadores de fundo, por meio de metodologias empírico-experimentais. Desta forma, devem ser consideradas as condições de contorno e as limitações existentes na estrutura do modelo físico.

2.3 Pressuposto

As condições de remoção de sedimentos são condicionadas pela geometria dos descarregadores de fundo e pelas condições hidrodinâmicas do escoamento, tornando-se representativas do fenômeno e diretamente dependentes das características do material a ser transportado.

2.4 Limitações

São limitações desta pesquisa:

- As vazões máximas de ensaio atribuídas aos diferentes diâmetros das estruturas de remoção;
- A carga hidráulica sobre o descarregador de fundo (H_w);
- O diâmetro das estruturas hidráulicas de remoção;
- As características físicas do material sedimentar utilizado, tais como, massa específica e diâmetro médio das partículas;
- Os intervalos correspondentes aos adimensionais avaliados, uma vez que são correlacionados s características hidráulicas dos ensaios realizados;
- A precisão do levantamento batimétrico do depósito sedimentar.

2.5 Delineamento

As informações obtidas no presente estudo foram extraídas por meio de ensaios realizados em modelos físicos, evidenciando o comportamento e a eficiência dos descarregadores de fundo em barragens.

A metodologia experimental e analítica de realização dos ensaios em laboratório foi desenvolvida conjuntamente com a programação das etapas do projeto de pesquisa intitulado: “Produtos e processos para avaliação do aporte de sedimentos visando a disponibilidade hídrica em reservatórios de geração de energia”, em parceria com a Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP), a

Fundação de Apoio Universitário (FAU) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) através do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) no período de 2015 a 2018.

Definidas as diretrizes de pesquisa no presente capítulo, será então apresentada a revisão bibliográfica (capítulo 3) de maneira a caracterizar a importância da utilização dos descarregadores de fundo, suas classificações e alguns dos estudos realizados até o presente momento referentes a caracterização de seu funcionamento, problemas e limitações de projeto disponíveis em literatura.

No capítulo 4 são descritas as metodologias, experimental e analítica, desenvolvidas durante a construção, implementação e realização dos ensaios em modelo físico das estruturas hidráulicas definidas para a remoção dos sedimentos de fundo.

Os resultados e discussões são apresentados no capítulo 5, onde foram contextualizadas as informações obtidas durante as campanhas de ensaios em 3 (três) modelos físicos e em diferentes diâmetros da estrutura de remoção, sendo expressas as considerações pertinentes deste estudo a partir dos resultados obtidos em laboratório e as informações disponíveis dos diferentes autores citados na bibliografia.

Por fim, nos capítulos 6 e 7 são apresentadas as considerações finais e recomendações desenvolvidas através dos resultados obtidos neste trabalho, de maneira a formular novas propostas de equacionamento para estimativa das novas conformações de fundo, possibilitando indicativos da necessidade de periodicidade do acionamento e utilização de descarregadores de fundo em barramentos inferiores a 15m de altura.

3 Revisão Bibliográfica

3.1 Assoreamento em Reservatórios

A viabilidade econômica e a vida útil estabelecida na construção de uma barragem e na formação de seu respectivo reservatório estão diretamente relacionadas ao fenômeno de assoreamento desses empreendimentos. A implementação deste novo sistema acaba por modificar a dinâmica sedimentológica local gerando, através da redução de velocidades do escoamento, a deposição gradual de sedimentos carregados pelo curso d'água principal.

O grande aporte de sedimentos retidos pelos reservatórios além de inviabilizarem o aproveitamento em questão ocasionam danos ambientais e econômicos significativos ao sistema de extrema dificuldade de remediação, principalmente em regiões áridas e semi-áridas do mundo (ICOLD, 1989).

O material sedimentado pelo curso d'água através da redução brusca de velocidades no escoamento é produzido pela ação natural do intemperismo e transportado ao longo da bacia hidrográfica pelo sistema fluvial, sendo intensificado pela ação antrópica de uso e manejo do solo a montante das áreas de implementação do novo sistema de barramento. Segundo Mahmood (1987) a vida útil média dos reservatórios, em escala global, decresceu de 100 para 22 anos, gerando um custo de, aproximadamente, 6 bilhões de dólares/ano na remoção dos volumes assoreados, totalizando uma perda de cerca de 50km³ da capacidade total mundial de armazenamento.

Mahmood (1987) define ainda que os impactos relacionados ao assoreamento dos reservatórios no leito do rio, a montante e a jusante do empreendimento, bem como o retrocesso do leito de montante podem ser mitigados se o acúmulo de sedimentos no próprio reservatório for reduzido.

Boes (2014) identifica como principais fatores agravados pelo processo de sedimentação em reservatórios a diminuição significativa do volume de retenção de água no caso de eventos de inundação, o perigo de segurança operacional devido ao bloqueio de estruturas de saída, além do aumento de abrasão de obras hidráulicas de aço, tais como turbomáquinas devido às altas concentrações específicas de sedimentos em suspensão.

Em sua pesquisa, Eletrobrás/IPH (1992) quantifica as perdas da capacidade de armazenamento no Brasil em um volume de aproximadamente 2.000x10⁶m³/ano,

representando o volume útil total de muitos dos reservatórios nacionais existentes. Atualmente, no país os problemas vinculados aos processos de assoreamento em reservatórios e as altas taxas de produção de sedimentos interferem diretamente no atendimento a demanda do consumo energético nacional, pois cerca de, 65% de toda a capacidade de oferta energética é vinculada a geração de energia por meio de Usinas Hidrelétricas já implementadas ao sistema, de acordo com dados fornecidos pelo Ministério de Minas e Energia (2015) do Brasil.

Sumi et al. (2004) apud Auel (2014) subdividem a gestão de desassoreamento em reservatórios através de três principais metodologias, de acordo com as especificidades existentes e os prazos correspondentes ao empreendimento, sendo elas (Figura 1): **1) Redução da produção de sedimentos**, que consiste basicamente no manejo e gestão da bacia hidrográfica envolvida, e no represamento a montante dos sedimentos produzidos no sistema; **2) Transposição de sedimentos**, metodologia baseada na realocação da carga de sedimentos antes de sua interceptação pelas estruturas dos barramentos, e; **3) Remoção de sedimentos**, de forma mecânica ou estrutural, esta vinculada a presença de comportas ou orifícios no paramento de montante da barragem. A remoção de sedimentos refere-se à retirada de material após a ocorrência de sua deposição no fundo dos reservatórios.

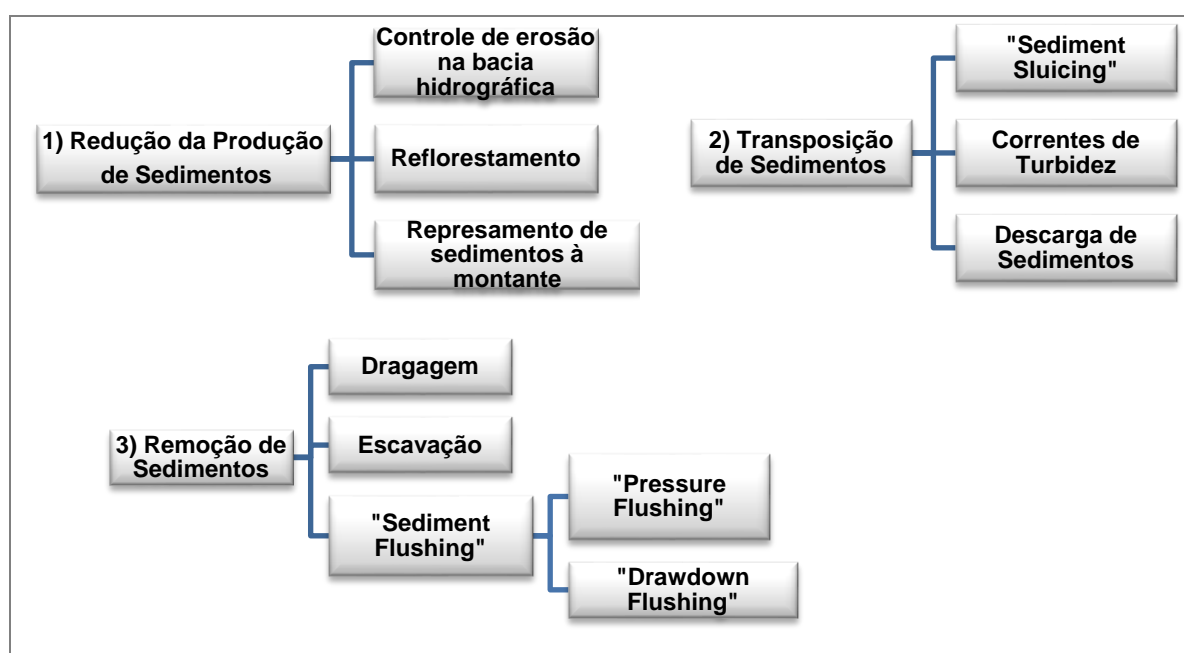


Figura 1 - Esquematização geral das principais metodologias de desassoreamento de reservatórios, adaptado e traduzido de Auel et. al. (2014).

Shen e Lai (1996) expressam o processo de assoreamento de reservatórios em quatro diferentes medidas mitigatórias, sendo elas: i) Redução da produção final de sedimentos através do uso e manejo integrado de bacias hidrográficas; ii) Retenção de sedimentos em bacias de retenção ou detritos a montante do empreendimento; iii) Remoção de sedimentos de forma mecânica, através de dragas ou escavadeiras diretamente no barramento e; iv) Carreamento de sedimentos através do barramento pelo fluxo hidráulico proporcionado ao escoamento pela inserção de descarregadores de fundo instalados ao maciço da barragem.

3.1.1 Processo de Transporte e Deposição de Sedimentos em Reservatórios

O transporte de sedimentos fluviais no interior de reservatórios é composto pelos processos de erosão, início de movimento, transporte, deposição e compactação das partículas sólidas, em teoria, não coesivas entre si. A forma de transporte está diretamente relacionada a força de tração, ou tensão de cisalhamento, exercida pelo escoamento sobre as partículas no fundo do canal e a resistência oferecida por elas ao início de movimento.

A movimentação das partículas sólidas é determinada principalmente pelo tamanho de seus grãos e pela existência de uma interface, denominada de camada limite, entre o fluido em movimento e a fronteira de fundo móvel. Este transporte ocorre fundamentalmente de duas formas distintas, conforme Silva (2003):

- Transporte por Arraste, rolamento ou deslizamento sobre o fundo e;
- Transporte em Suspensão.

Partículas de granulometrias mais finas, cuja sustentação a partir da viscosidade exerce papel relevante, possuem uma maior tendência a permanecerem no transporte em suspensão por longos trechos alcançando muitas vezes a parte mais baixa do depósito ao fundo do barramento ou mesmo os descarregadores de fundo instalados ao paramento do reservatório (CARVALHO, 1994; LOPES, 1993; MORRIS e FAN, 1998).

Batuca e Jordaan Jr. (2000) referem-se ao carreamento e transporte de sedimentos como processos dependentes ainda da geometria e de parâmetros morfológicos dos reservatórios, da hidrologia regional da bacia, das características hidráulicas do rio e do reservatório, além da relação existente entre a água e os sedimentos, expressa pela densidade relativa presente no sistema de análise.

A deposição de sedimentos no fundo de reservatórios não atende uma distribuição uniforme ao longo do barramento podendo estender-se a montante e a jusante do empreendimento. Carvalho (1994) identifica diferentes formas de acomodação do material junto ao lago (Figura 2), as quais são descritas a seguir.

- Depósito de Remanso ou *Backwater deposit*: deposição de montante em referência ao fenômeno hidráulico;
- Delta: são os depósitos presentes submersos no lago;
- Depósitos de Margem ou *overbank*;
- Depósitos do leito ou *bottom-set deposit*;

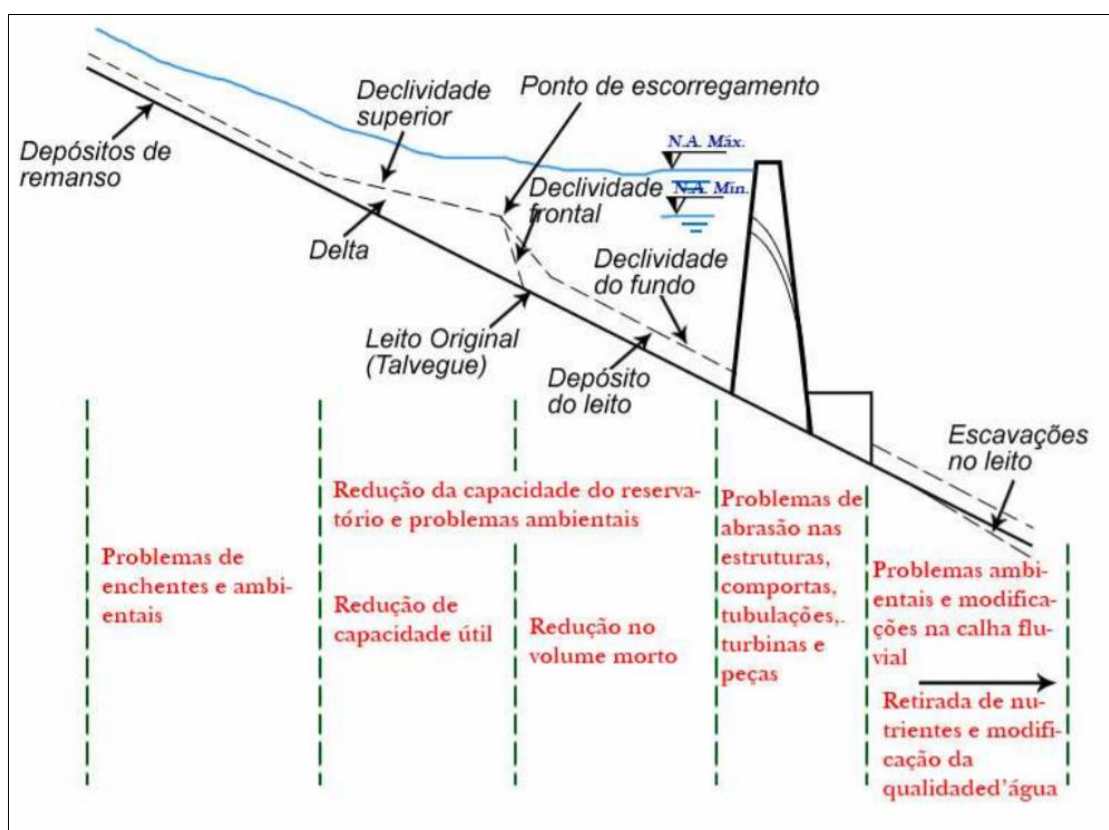


Figura 2 - Esquema de formação de depósitos de sedimentos em reservatórios com indicação dos principais problemas decorrentes (CARVALHO et al., 1994).

As características de formação do reservatório e a distribuição de sedimentos de fundo são dependentes diretamente das características minerais e químicas das partículas além da declividade do escoamento (VANONI, 1977).

3.1.2 Capacidade de Transporte: Início do Movimento de Partículas Sedimentares

A capacidade de transporte de partículas sólidas pelo escoamento está associada à avaliação do início de movimento dos grãos e, conseqüentemente, ao

equilíbrio entre as forças de arraste, suspensão e peso dos sedimentos presentes em meio fluvial.

O movimento das partículas submersas possui uma natureza aleatória, a qual dificulta a determinação de parâmetros exatos do escoamento capazes de proporcionar o início do transporte de um grão. Desta forma, torna-se necessário a utilização de critérios de movimentação “incipiente”, onde podemos citar os critérios de velocidade e de tensão de cisalhamento (YANG, 2006). O primeiro estabelece a relação entre a velocidade média do escoamento e o tamanho do grão envolvido definido por Fortier e Sobey (1926, apud YANG, 2006) e Hjulström (1936, apud YANG, 2006). O segundo critério proposto por Shields (1936) estabelece a relação de tensão crítica de cisalhamento a partir da qual ocorre o movimento do grão considerando a influência do peso e tamanho das partículas. O autor preconiza uma relação adimensional entre os parâmetros de tensão de cisalhamento crítica (τ_{*cr}) (Equação 1) e o número adimensional de Reynolds crítico do grão (Re_{cr}^*) (Equação 2) estabelecendo assim, limites indicativos do início de movimento da partícula (SHIELDS, 1936).

$$\tau_{*cr} = \frac{\tau_{ocr}}{(\gamma'_s - \gamma) \cdot d_{50}} \quad (1)$$

$$Re_{cr}^* = \frac{V_{*cr} \cdot d_{50}}{\nu} \quad (2)$$

Sendo (τ_{*cr}) a tensão de cisalhamento crítica adimensional ou número adimensional de Shields (adm) função do peso específico aparente do sedimento (γ'_s) em N/m³, do diâmetro médio das partículas (d_{50}) em m, da velocidade crítica de cisalhamento (V_{*cr}) em m/s, da viscosidade cinemática da água (ν), em m²/s, e da tensão de cisalhamento crítica (τ_{ocr}) em N/m² (Equação 3).

$$\tau_{ocr} = \gamma \cdot h \cdot I_0 \quad (3)$$

Onde γ é o peso específico da água (N/m³), h é a altura da água no rio (m) e I_0 é a inclinação da linha de energia do escoamento leito (m/m).

A tensão τ_{ocr} corresponde ao valor crítico associado à tensão de cisalhamento média, também conhecida por força trativa (YANG, 2006). Ademais, o adimensional (τ_{*cr}) é associado ao número de Reynolds crítico do grão (Re_{cr}^*), a razão entre a velocidade de atrito da partícula (V_{*cr}), o diâmetro do grão e a

viscosidade cinemática do fluido. Fisicamente o adimensional de Shields representaria a relação entre as forças de inércia e as forças gravitacionais e o número de Reynolds do grão a relação entre as forças inerciais e as forças viscosas agindo ambas sobre o leito do canal.

Shields (1936) indica que valores de tensão de cisalhamento superiores a condições crítica sugerem que há movimento da partícula estudada. Entretanto, diferentes autores indicam que o início do movimento é relacionado através da relação entre a velocidade de suspensão do grão e a velocidade de sedimentação ou queda do sedimento. Bagnold (1966) identifica que o início do movimento ocorre quando a velocidade ascensional (v') supera a velocidade de queda da partícula (ω_s), conforme Equação 4.

$$\frac{v'}{\omega_s} > 1 \quad (4)$$

Laufer (1954 apud BAGNOLD, 1966) sustenta em seus estudos que a velocidade ascensional (v') caracteriza-se pela mesma ordem de grandeza que a velocidade de atrito crítica do grão (V_{*cr}) junto ao leito, sendo reescrita a análise qualitativa do início do movimento através da Equação 5.

$$\frac{v'}{\omega_s} \approx \frac{V_{*cr}}{\omega_s} > 1 \quad (5)$$

O parâmetro adimensional da tensão crítica de cisalhamento pode ser expresso pela Equação 6, definida por Van Rijn (1984b).

$$\tau_{*cr} = \frac{\omega_s^2}{(\gamma'_s - \gamma) \cdot d_{50}} \quad (6)$$

Van Rijn (1984a) apresenta ainda a substituição do número de Reynolds do grão (Re_*) pelo parâmetro adimensional dependente do diâmetro da partícula, denominado de diâmetro sedimentológico (D^*), conforme a Equação 7 e o diagrama da curva de Shields adaptado (Figura 3).

$$D^* = d_{50} \left(\frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot g}{\gamma \cdot \nu^2} \right)^{1/3} \quad (7)$$

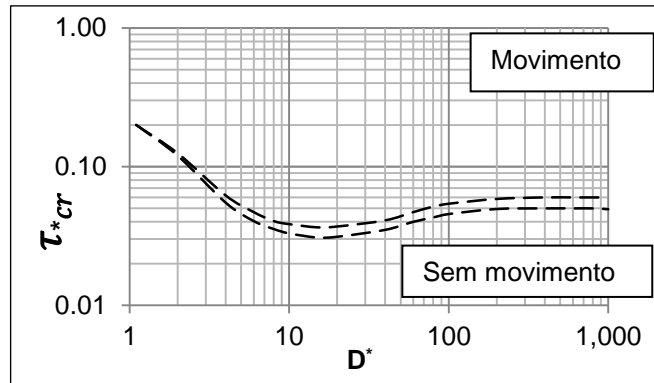


Figura 3 - Início de movimento, adaptado de Van Rijn (1984a).

Engelund (1965) sugere alterações aos limites definidos por Bagnold (1966), propondo que a relação entre a velocidade crítica de cisalhamento e a velocidade de sedimentação seja igual a 0,25 (Equação 8). Em contrapartida, Van Rijn (1984a) subdivide em duas faixas críticas e em novos equacionamentos o movimento das partículas, de acordo com os valores resultantes do parâmetro D^* , sendo de 1 a 10 (Equação 9), e para valores superiores a 10 (Equação 10).

$$\frac{V_{*cr}}{\omega_s} = 0,25 \quad (8)$$

$$\frac{V_{*cr}}{\omega_s} = \frac{4}{D^*}, \text{ para } 1 < D^* \leq 10 \quad (9)$$

$$\frac{V_{*cr}}{\omega_s} = 0,4, \text{ para } D^* > 10 \quad (10)$$

As diferentes faixas de movimento das partículas, bem como seus respectivos Reynolds do grão e tensão de cisalhamento característicos são apresentados na Figura 4.

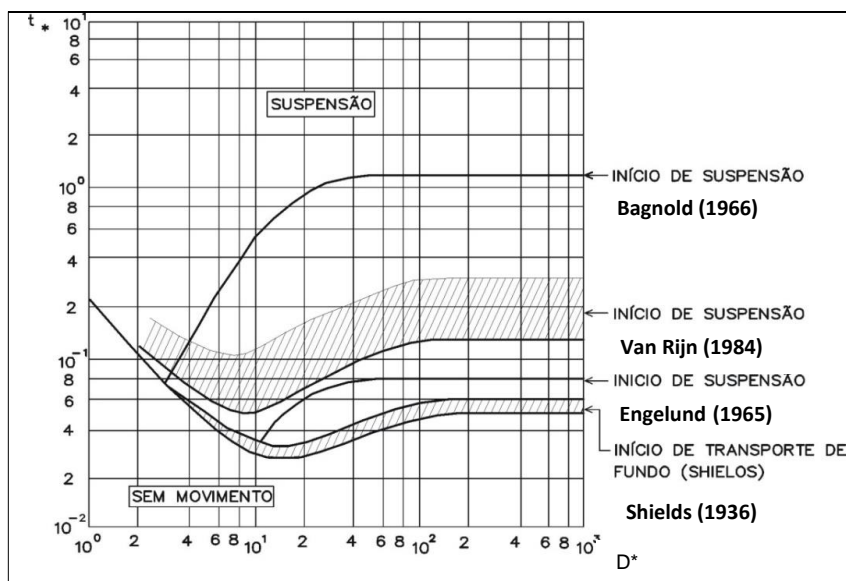


Figura 4 - Critérios para a caracterização do início do transporte de sedimentos de diferentes autores, adaptado de Ramos (1989).

Com o objetivo de determinar o diâmetro das partículas presentes em protótipo através da velocidade de sedimentação considera-se o diagrama de Rubey (1933) (Figura 5).

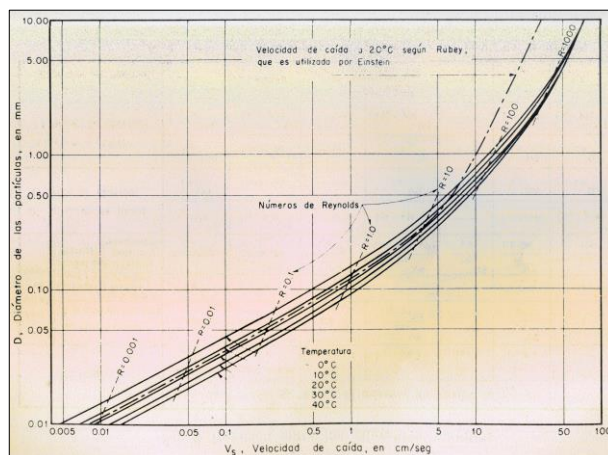


Figura 5 - Diagrama de determinação da velocidade de sedimentação, e diâmetro da partícula (RUBEY, 1933).

3.2 Metodologias de Remoção de Sedimentos de Fundo em Reservatórios

A remoção dos depósitos de sedimentos pode ser realizada de diferentes maneiras, sendo o custo relativo do processo de desassoreamento o principal fator a ser avaliado e o qual está diretamente relacionado com a etapa em que o empreendimento esta envolvido, construção ou manutenção.

Os métodos de remoção de sedimentos podem ser classificados em mecânicos e hidráulicos. Os métodos mecânicos são realizados por meio de

dragagem ou escavações, ambos diferenciados principalmente pela forma de operacionalização do sistema, uma vez que a realização de escavações exige o esvaziamento total do reservatório a ser desassoreado, sendo o material removido de difícil transporte e descarte (SUMI, 2006). Os métodos hidráulicos que consistem basicamente na inserção de orifícios denominados de descarregadores de fundo que, incorporados ao paramento de montante do barramento geralmente na parte inferior do volume útil do reservatório, permitem a retirada de material por meio da capacidade de arraste do escoamento.

Segundo Mahmood (1987) os métodos hidráulicos de remoção e transporte de sedimentos amplamente utilizados são: Barragens de retenção ou detritos, descarga de sedimentos (*Sediment Bypassing*), descarga de limpeza (*Sediment Flushing*), correntes de turbidez e *Sediment Sluicing*, sendo os dois últimos caracterizados pelo transporte de sedimentos e não remoção do mesmo.

Auel et al. (2014) evidencia as principais desvantagens da utilização de alguns dos métodos hidráulicos citados acima, sendo o *Sediment Sluicing* o método que mais exige reforços nas estruturas de saída, uma vez que seu funcionamento restringe-se a condições de operação em altas pressões, e seus orifícios de saída não são dimensionados para escoamentos bifásicos de altas concentrações de sedimentos e em altas velocidades de fluxo, propiciando assim, riscos de danos por bloqueio ou abrasão das superfícies na estrutura de remoção.

Em contrapartida, a remoção de sedimentos através de correntes de turbidez, (método pelo qual permite a condução da água e dos sedimentos, tanto nas saídas inferiores, descarregadores de fundo, quanto nas seções de localização da turbina) é menos prejudicial às estruturas envolvidas, porém favorece o desgaste das turbinas, devido principalmente às propriedades dos sedimentos, tais como, teores de quartzo e suas concentrações específicas.

Entre os diferentes métodos hidráulicos de remoção e transporte citados anteriormente, Auel et al. (2017) identifica como sendo o melhor procedimento, ou seja, de menor influência a possíveis danos as estruturas hidráulicas, o método de *Sediment Bypassing*. Não obstante o processo de hidroabrasão ainda pode ser encontrado no sistema por seu operador, demandando manutenção contínua e altos custos anuais.

3.2.1 Barragem de Retenção e Descarga de Sedimentos

Os métodos hidráulicos estruturais que consistem na remoção de sedimentos sem que os mesmos atinjam ou sejam depositados a montante dos barramentos são *barragens de retenção* e *descarga de sedimentos*. Ambos possuem diferenças consideráveis em suas instalações e formas de acionamento, porém podem ser utilizados em sequência ao mesmo curso d'água e barramento.

Barragens de retenção ou de detritos são estruturas hidráulicas desenvolvidas com o objetivo de controlar o aporte de sedimentos antes que os mesmos atinjam o reservatório principal, permitindo somente a passagem de água ao sistema (Mahmood, 1987). Seu funcionamento está diretamente relacionado à retenção de material, apresentando um elevado custo de investimento, pois necessitam de estruturas adjacentes importantes a sua manutenção, tais como, vertedouros e descarregadores de fundo, atrelados a um curto período de vida útil.

“*Bypassing Sediments*” ou descarga de sedimentos consiste na técnica de inserção de condutos ou túneis de derivação a montante dos maciços de reservação, sendo esses responsáveis por captar e conduzir o material, o qual seria depositado devido a reduções consideráveis de velocidade pelo escoamento, a jusante do empreendimento. Segundo Auel et al. (2014) os túneis de derivação podem ser construídos e operados em condições hidráulicas distintas de escoamento em superfície livre ou pressurizados no sistema (Figura 6).

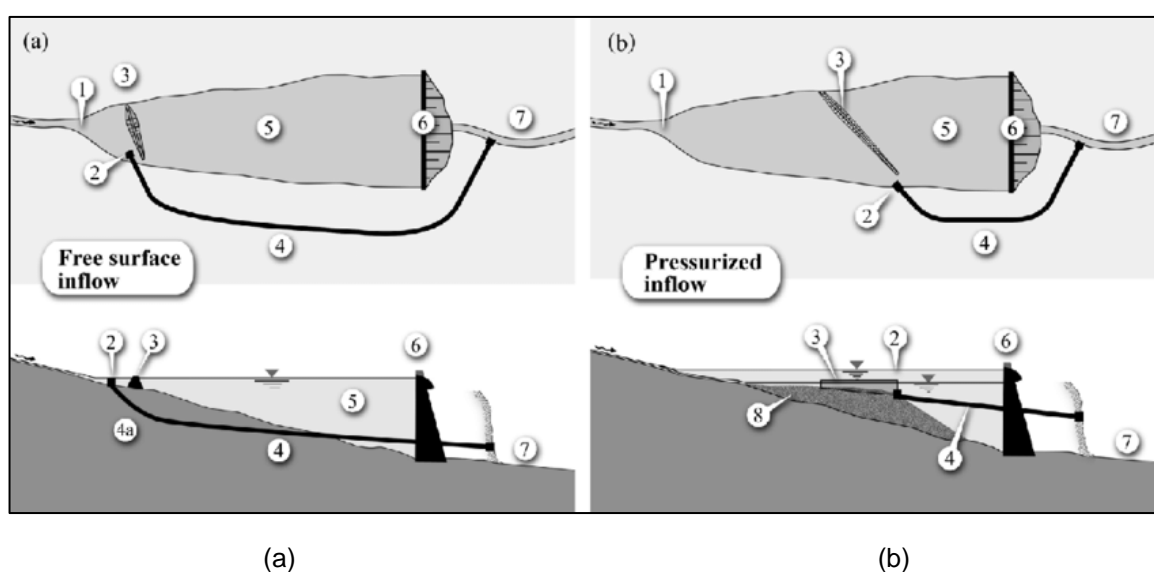


Figura 6 - Desenho esquemático de dois sistemas de túnel de derivação de sedimentos, em escoamento livre (a), e conduto forçado (b), (AUDEL et al., 2014).

Onde: (1) entrada do reservatório; (2) entrada do túnel; (3) defletores; (4) túnel de desvio dos sedimentos; (4a) seção de aceleração; (5) reservatório; (6) barragem; (7) saída da descarga de sedimentos; (8) corpo hídrico receptor.

O acionamento da descarga de sedimentos é realizado durante os eventos de inundações ou cheias, de maneira a, reduzir os impactos gerados ao meio ambiente pelo aporte de sedimentos, não alterando desta forma o nível de água e a capacidade de armazenamento da barragem (AUDEL et al., 2014).

Este método é amplamente estudado e desenvolvido em países como a Suíça, citando, por exemplo, o reservatório de Grimbel localizado na cidade de Berna (CESARE, 2011), e no Japão, na represa de Miwa no rio Mibu (KONDOLF et al., 2014). Principalmente devido às condições topográficas e hidrológicas locais, favorecidas por sua aplicabilidade em barragens já existentes aos cursos d'água envolvidos, justificando seu alto custo de implementação (Figura 7).

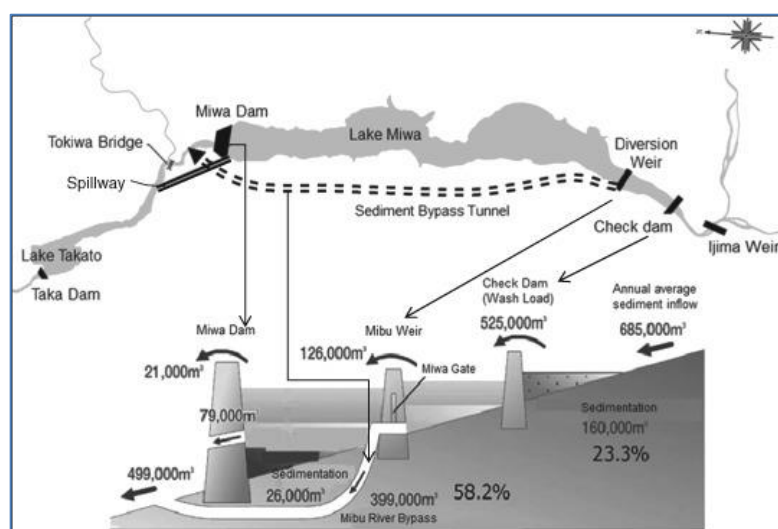


Figura 7 - Desenho esquemático de um sistema combinado de barragem de retenção e descarga de sedimentos existentes na represa Miwa no rio Mibu, Japão (KONDOLF, 2014).

Os túneis de derivação de sedimentos utilizados no processo de descarga de sedimentos detêm efeitos positivos ao sistema, pois conectam os trechos dos cursos d'água de montante a jusante dos barramentos existentes, restabelecendo a continuidade ecológica e natural dos sedimentos, de maneira a gerar desaceleração dos processos erosivos das margens e do leito a jusante dos barramentos (FUKUDA et al., 2012).

3.2.2 Correntes de Turbidez ou Densidade

Correntes de turbidez são constituídas do encontro de dois fluidos de estado similar e de densidades distintas, em condições excepcionais. Podem ser caracterizados por uma espessa camada de “lama”, água e sedimentos. Nos reservatórios são formadas através da inserção de uma corrente afluyente de maior densidade do que a densidade apresentada pela água no reservatório (MAHMOOD, 1987).

A formação de correntes de turbidez pode ser observada principalmente devido às estratificações de densidade geradas a partir de diferenças de temperatura, salinidade e turbidez existentes entre as diferentes camadas da coluna de água. Os sedimentos de frações mais grosseiras carreados pelo rio depositam-se no início do lago dos reservatórios, as partículas mais finas, siltes e argilas, são transportadas por meio das correntes de turbidez (SIMONS, 1992). O mecanismo de funcionamento e distribuição das correntes de turbidez ao longo do reservatório é representado na Figura 8 (CESARE, 1998).

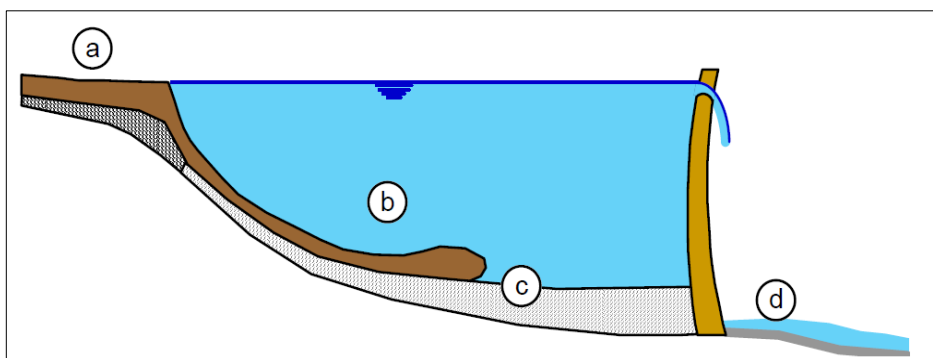


Figura 8 - Desenho esquemático de movimentação das correntes de turbidez no reservatório (CESARE, 1998).

Onde: (a) é a entrada do fluxo concentrado no reservatório; (b) o transporte efetivo da corrente de turbidez no interior do reservatório; (c) barramento e estruturas anexas, tais como, entrada de turbinas e estruturas de remoção de descarga de fundo, e; (d) curso d'água a jusante.

Tratando-se de um escoamento entre fluidos distintos, a corrente de maior densidade detém influência de uma gravitação diferencial, podendo ser estimada através da Equação 11, (MAHMOOD, 1987).

$$g' = g \cdot \frac{(\rho_2 - \rho_1)}{\rho_2} \quad (11)$$

Onde: g' : Aceleração diferencial da gravidade (m/s^2); g : Aceleração da gravidade (m/s^2); ρ_1 : Massa específica do fluido leve (kg/m^3), e; ρ_2 : Massa específica do fluido pesado (kg/m^3).

Esta metodologia de transporte de sedimentos é capaz de conduzir grandes quantidades de sedimentos ao longo do canal através do talvegue principal do curso d'água, sendo amplamente utilizada na remoção de material sem a redução do nível de água armazenada.

Wu (1994 apud BATUCA e JORDAAN 2000) define que a capacidade de transporte de sedimentos via correntes de turbidez pode ser estimada através da Equação 12.

$$c_{sed} = 12,75 \left(\frac{U_c^3}{g h_{turb.} \omega_s} \right)^{0,285} \quad (12)$$

Onde: C_{sed} : Concentração de sedimento da corrente de turbidez (kg/m^3); U_c : Velocidade da corrente de turbidez (m/s); $h_{turb.}$: Altura da corrente de turbidez (m); ω_s : Velocidade de sedimentação das partículas (m/s); g : Aceleração da gravidade (m/s^2).

ICOLD (1996) define as principais condições de formação das correntes de turbidez, como sendo: i) reservatórios de pequeno comprimento e de leitos íngremes; ii) baixas velocidades de fluxo; iii) grandes profundidades do escoamento, e; iv) intrusões de altas concentrações de sedimentos finos no leito do reservatório.

3.2.3 Descarga de limpeza- *Sediment Flushing*

O método de descarga de limpeza ou "*Sediment Flushing*" consiste no processo de remoção dos depósitos de sedimentos, não consolidados, hidraulicamente por meio da velocidade do escoamento através do rebaixamento do nível de água no reservatório, ou por pressão da água sobre o material acumulado. O fluxo do material erodido é direcionado utilizando-se condutos ou comportas, denominados de descarregadores de fundo, estes inseridos na parte inferior do maciço do barramento (TALEBBEYDOKHTI, 2004).

Segundo Atkinson (1996) apesar da realização da remoção de sedimentos através de descarregadores de fundo ser amplamente utilizada em diferentes bacias hidrográficas, sua técnica demanda um grande volume de água durante sua

operação e o esvaziamento quase completo do reservatório, que se faz necessário em períodos intercalados do processo de remoção de material.

Mahmood (1987 apud SCHEUERLEIN, 1990) indicam ainda que a eficiência de remoção por “*Flushing*” depende significativamente do nível de água do reservatório durante o acionamento dos descarregadores de fundo. A erosão efetiva do depósito será atingida somente em condições onde o fluxo do escoamento aproxime-se do leito original do rio, de maneira a propiciar a remoção das extremidades da “fossa” ou “cava”, anteriormente formada em condições de escoamento pressurizado.

A operacionalização do método de remoção de sedimentos por descarga de limpeza pode ser determinada em projeto a partir de fatores comparativos, entre a capacidade de transporte dos sedimentos pelo escoamento e a tensão crítica de cisalhamento das partículas depositadas. Esses parâmetros são diretamente influenciados pelas condições de funcionamento do sistema, sobre pressão ou em escoamento livre, pois alteram significativamente a forma com que o fluxo interage com o material de fundo presente no barramento.

Os valores críticos dos índices comparativos, entre a existência e a ausência da remoção de material, podem ser determinados através das relações para sedimentos sem coesão ou coloidais. ICOLD (1996) identifica a camada limite turbulenta do escoamento como sendo a responsável pelo carreamento efetivo dos sedimentos (Equação 13), sendo a condição para que haja transporte estabelecido pela Equação 14 e Equação 15.

$$\frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I_0}}{\nu} \cdot d_{50} > 13 \quad (13)$$

$$\frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I_0}}{\omega_s} > 0,12 \quad (14)$$

$$\frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I_0}}{\nu} \cdot d_{50} < 13 \quad (15)$$

O transporte de partículas soltas ocorrerá se as condições apresentadas na Equação 16 e Equação 17 forem satisfeitas.

$$\frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I_0}}{\omega_s} = \frac{1,6}{\frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I_0}}{\nu} \cdot d_{50}} \quad (16)$$

$$I_0 = \frac{V^2}{C^2 \cdot R_h} \text{ ou } \frac{V^2 \cdot n^2}{R_h^{4/3}} \quad (17)$$

Onde: g : aceleração da gravidade (m/s^2); h : profundidade do escoamento (m); I_0 : declividade da linha de energia (m/m); ν : viscosidade cinemática da água (m^2/s); d_{50} : tamanho médio das partículas sólidas (mm); ω_s : velocidade de sedimentação das partículas a serem removidas (m/s); R_h : raio hidráulico (m); V : velocidade do escoamento (m/s); n : coeficiente de rugosidade de Manning ($\text{m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$); C : coeficiente de rugosidade de Chézy ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$).

A principal desvantagem do “*Sediment Flushing*” é a alta concentração de material erodido no escoamento durante um curto espaço de tempo, o que propicia impactos ambientais consideráveis quando este fluxo é novamente inserido ao curso d’água principal a jusante do empreendimento. (AUDEL apud BOILLAT et al., 2000; SUMI, 2005; INOUE, 2009; KANTOUSH et al., 2011). No entanto, com o objetivo de reduzir possíveis efeitos de concentração ou perda de volume útil armazenado, a descarga de limpeza é frequentemente acionada em épocas de “*influxos*” consideravelmente altos, ou seja, aumentos significativos de vazão afluente ao reservatório, decorrentes de inundações anuais típicas, sendo de fácil aplicabilidade e com redução de custos ou mesmo perdas da capacidade de geração de energia quando implementadas em pequenas usinas e centrais hidrelétricas (BRANDT, 2000).

3.3 Descarregadores de Fundo

Descarregadores de fundo são estruturas hidráulicas construídas e previstas em um barramento com o principal objetivo de remover os sólidos decantados, depositados pela mudança de regime imposta ao escoamento devido à presença do empreendimento (Figura 9).

Em condições seguras e de forma eficiente são comumente acionados, por comportas ou válvulas de regulação, com o objetivo de permitir a restituição de

vazões mínimas a jusante dos barramentos, tais como, $Q_{90\%}$ e $Q_{95\%}$, auxiliar a dissipação de ondas de cheias minimizando os efeitos erosivos do sistema e aumentar a capacidade de escoamento dos vertedouros, além de possibilitar o esvaziamento completo do reservatório quando necessário (ICOLD, 1996).



Figura 9 - Descarregadores de fundo da UHE Jacutinga (MG) em operação (CEMIG GT apud KANASHIRO 20-?).

Historicamente existem poucas referências a medidas de controle de sedimentos e, conseqüentemente, da utilização de descarregadores de fundo em antigas barragens. O registro mais antigo encontrado está associado à Barragem de Almansa no município de Alicarte na Espanha, construída em 1384 com o objetivo de armazenar água para fins agricultáveis da época (MORRIS, 1998). Segundo Chanson (2002, apud SMITH 1971; SCHNITTER, 1994) foi desenvolvido um túnel de lavagem, ou descarga, que conectado a uma estrutura que antecedia a barragem de armazenamento de água, o qual represava os sedimentos acumulados pelo processo de assoreamento, tinha por finalidade escoar o material reservado sem que ocorresse o fenômeno na barragem de Almansa. O túnel era fechado por meio de comportas de madeira aberto somente de forma manual.

No cenário nacional grande parte das barragens não possuem descarregadores de fundo ou não detêm diretrizes de acionamento dos mesmos, sendo em sua maioria utilizados como extravasores complementares ao vertedouro da barragem para descarga das vazões de cheias (CBDB, 1996).

O posicionamento dos descarregadores de fundo está diretamente relacionado a localização das tomadas de água, onde são instaladas as turbinas, e as quais deverão ser protegidas do fenômeno de assoreamento e do processo de hidroabrasão (AUDEL et al., 2017).

ICOLD (1996) designa como aspecto construtivo relevante que os descarregadores de fundo devem ser instalados em baixas profundidades, preferencialmente próximos ao leito original do rio, garantindo assim, o maior número de operações de descarga possíveis para um mesmo reservatório. O autor identifica ainda, como sendo os principais parâmetros da estimativa da área de atuação e da eficiência do processo de desassoreamento, a geometria e a disposição final das descargas de fundo, respeitando os critérios das vazões de sedimentos durante a operação do sistema.

Considerando a remoção de sedimentos por meio de descarregadores de fundo, sem alteração do nível de água do reservatório a montante, pode-se avaliar a capacidade de descarga de sua estrutura através da Equação 18 de funcionamento dos orifícios (CBDB, 2003).

$$Q_{orif.} = C_d A_c \sqrt{2g \cdot H_w} \quad (18)$$

Onde: $Q_{orif.}$ é a vazão do orifício (m^3/s); C_d : Coeficiente de descarga (adm); A_c : Área circular da seção transversal, (m^2); g : Aceleração da gravidade (m/s^2); e H_w : Carga hidráulica sobre a geratriz inferior da tubulação (m).

Sayah et al. (2016) propõem em seus estudos distintos equacionamentos para a estimativa da capacidade de vazão em estruturas compostas pela presença de 6 (seis) condutos, integrados ao maciço da barragem, e utilizados como descarregadores de fundo, generalizando sua aplicação a mais de uma estrutura de remoção de sedimentos. As equações foram definidas aplicando-se métodos numéricos, analíticos e testes em modelos físicos que simulam os descarregadores de fundo de Cerro del Àguila no Peru.

Foi definida a Equação 19 para condições de funcionamento em superfície livre, de baixas perdas de carga e em períodos chuvosos, e a Equação 20 para funcionamento dos descarregadores sobre pressão e grandes perdas de carga, consequentemente.

$$Q_{desc.} = n_c \cdot C_d \cdot B_c \cdot a_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_w} \quad (19)$$

$$Q_{desc.} = n_c \cdot C_d \cdot B_c \cdot a_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_w - \Delta H)} \quad (20)$$

Onde: $Q_{desc.}$: vazão do descarregador de fundo (m^3/s); n_c : número de condutos; C_d : coeficiente de descarga ($\sim 0,48$); a_c : altura da comporta (m); B_c : largura

da comporta (m); H_w : carga hidráulica sobre a geratriz inferior do conduto (m); ΔH : Perda de carga entre a tomada d'água e a comporta (m); g : aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

Considerando grandes perdas de carga, utiliza-se a Equação 21, a seguir.

$$\Delta H = 0,4 \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_{tc}^2} = 0,4 \cdot \frac{Q^2}{[2g \cdot (a_c \cdot B_c)^2]} \quad (21)$$

Onde: A_{tc} : Área da seção transversal da comporta (m^2); ΔH : Perda de carga entre a tomada d'água e a comporta (m); g : Aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$); Q : Vazão do rio (m^3/s).

A capacidade de descarga dos seis descarregadores de fundo pode ser expressa em função da perda de carga e da área da seção transversal, de acordo com a Equação 22.

$$Q_{desc.} = n_c \cdot C_d \cdot B_c \cdot a_c \cdot \left(\frac{2 \cdot g \cdot H_w}{1 + 0,4 \cdot \left(\frac{C_d \cdot a_c}{B_c} \right)^2} \right)^{0,5} \quad (22)$$

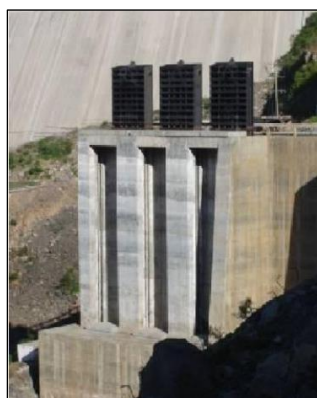
Onde: H_w : carga hidráulica sobre a geratriz inferior do conduto (m); g : Aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

3.3.1 Descarregadores de Fundo: Tipos de Estruturas

De acordo com a utilização e localização dos descarregadores de fundo se faz necessário a incorporação de comportas a estas estruturas, de maneira a interromper o fluxo de água e sedimentos contidos a montante dos barramentos. Sendo assim, uma das formas de classificação dos descarregadores de fundo é através das comportas de acionamento dos mesmos, segundo ICOLD (1996) e Erbiste (1987) em:

- a) **Comporta Gaveta:** é uma comporta plana, circular ou quadrada, de funcionamento deslizante, normalmente instalada na vertical de ativação simples, baixa manutenção, e amplamente utilizada em descarregadores de fundo, Figura 10(a).
- b) **Comporta de Segmento:** fixada sob um eixo único de rotação possui um paramento curvo, de fácil construção e operação, Figura 10(b).
- c) **Comporta Vagão:** baseadas em estruturas de rolamento, geralmente planas movimentando-se sobre rodas e roletas laterais, Figura 10(c).

- d) **Comporta Lagarta:** caracterizada por cadeias fechadas de rolos denominados de “lagartas”, geralmente de paramento plano, se movimentam através de rolamentos fixados nas laterais, possui alto custo de manutenção e um alto valor agregado.
- e) **Comporta Visor:** são caracterizadas por um paramento semicilíndrico, o qual rotaciona sobre eixos horizontais, seu acionamento é realizado através de cabos e guinchos, Figura 10(d).
- f) **Comporta Stoney:** composta por um tabuleiro deslizante que movimenta-se através de rolos instalados nas laterais, detém alto custo de manutenção devido as variações de posição dos rolos.
- g) **Comporta Rolante:** é uma comporta caracterizada por um cilindro metálico instalado na horizontal, amplamente utilizada em países nórdicos devido à presença de gelo.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 10 - Comportas utilizadas no acionamento de descarregadores de fundo: Comporta tipo Gaveta (a); Segmento (b); Vagão (c), e; Visor, imagem ilustrativa referente somente ao modelo da comporta (d) (PEREZ et al., 2011).

Erbiste (1987) afirma que todos os tipos de comportas podem ser utilizadas em obras de superfície livre, porém poucas são as estruturas a serem

implementadas no controle e abertura dos descarregadores de fundo em barragens, devido principalmente as variações de pressão geradas através da altura de lâmina d'água de montante. Desta forma, classifica as comportas de fundo em: *i) Comportas de baixa pressão: até 15m; ii) Média pressão: de 15 a 30m, e; iii) Alta pressão: superiores a 30m.*

No âmbito nacional CBDB (1996) destaca que grande parte das barragens construídas na década de 70 e 80 no Brasil possuem dois diferentes tipos de descarregadores de fundo, sendo eles:

- a) **Descarregadores de controle de montante** por comportas planas ou de segmento, amplamente utilizados no país, são acionados principalmente para auxiliar no extravasamento de ondas de cheias nos barramentos;
- b) **Descarregadores de controle a jusante** por válvulas dispersoras de jato oco, tipo cone fixo ou Howell-bunger.

Os descarregadores de fundo de controle a montante são classificados ainda como vertedouros tipo orifício, diferenciando-se dos demais por sua posição no sistema formado pelo reservatório e barragem, tendo sido utilizado nas barragens de Sobradinho, Promissão, Ibatinga e Bariri (ICOLD, 1996).

O dimensionamento dos descarregadores de fundo não possui critérios específicos consensuais utilizados no meio técnico. No entanto, há recomendações obtidas a partir de trabalhos de campo e modelos físicos aplicados no projeto dessas estruturas. Observam-se, então, várias possibilidades para o cálculo dos parâmetros necessários para o dimensionamento da estrutura de descarga, obtidas de equações que devem ser adequadas ao local da obra em consideração.

A localização dos descarregadores de fundo também é um dos critérios de estudos importante aos segmentos que compõem os barramentos, uma vez que, propiciam a ocorrência de erosão, principalmente no fundo de bacias de dissipação, relato ocorrido na Usina Hidrelétrica (UHE) de Sobradinho em 1982, após uma grande onda de cheia incidente ao sistema. (ICOLD, 1996).

3.3.2 Descarregadores de Fundo- Formas de acionamento e funcionamento

A remoção do material retido ao fundo de reservatórios, segundo Fruchard e Camenen (2012), pode ser classificada de acordo com a predominância de dois

diferentes tipos de escoamentos gerados a partir do acionamento e operação dos descarregadores de fundo, sendo eles, (Figura 11):

a) Pressure Flushing: é o escoamento pressurizado, ocorre quando a abertura do descarregador de fundo é aliada a uma vazão de saída constante, sem o rebaixamento do nível do reservatório, resultando numa remoção cônica dos sedimentos de fundo próximos a estrutura;

b) Drawdown Flushing: é a retirada de sedimentos através dos descarregadores de fundo conjuntamente com a redução constante do nível da lâmina d'água do reservatório, resultando assim, na formação de um canal preferencial de remoção do material.

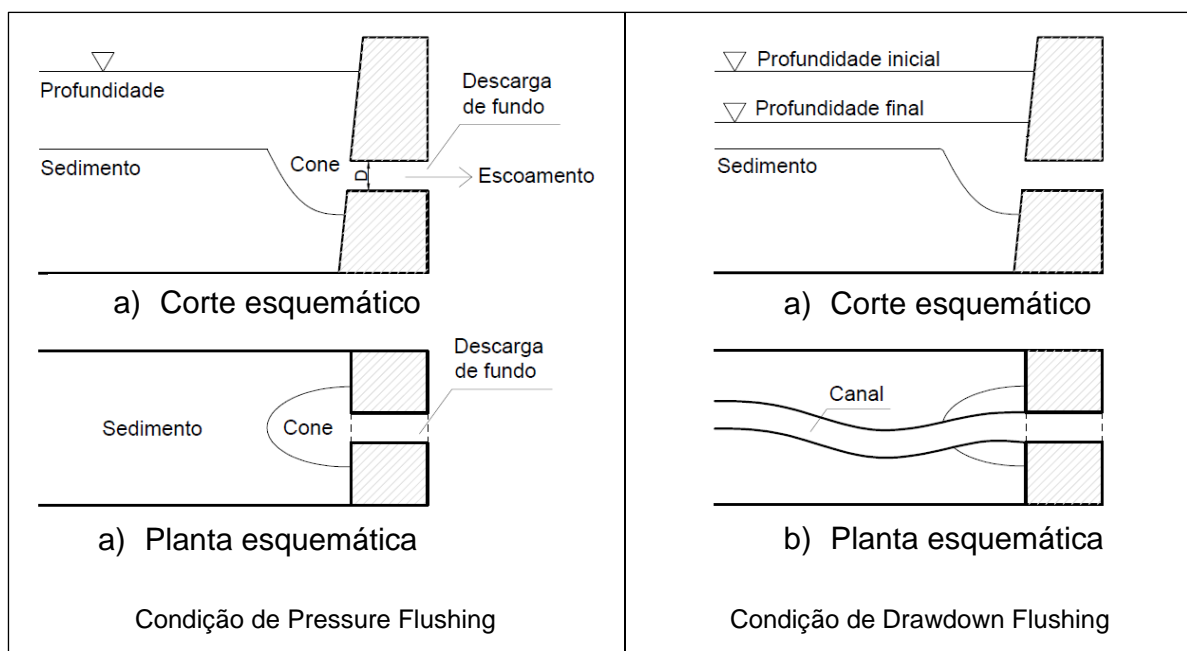


Figura 11 - Desenho esquemático das formas de acionamento dos descarregadores de fundo: "Pressure Flushing" sem rebaixamento do nível do reservatório (a); "Drawdown Flushing" com rebaixamento total do nível do reservatório (b) (SARAIVA et al., 2017).

A descarga pressurizada não é muito eficaz, devido ao seu impacto local, resultando em uma fossa em forma cônica apenas na proximidade da saída dos descarregadores de fundo (MESHKATI et al., 2009; SHEN e LAI, 1996).

O rebaixamento do nível de água no reservatório (drawdown) por algumas semanas ou meses durante a época de enchentes também é uma forma de descarga de sedimentos, porém o objetivo principal é transferir a alta carga de sedimentos através da onda de cheia no reservatório (flood flow). Esta prática é usualmente chamada de "Sluicing" (extravasamento).

Brandt (2000) menciona que a descarga de sedimentos é usada para previamente erodir o depósito de sedimentos e *Sluicing* é usado para descarregar tais sedimentos através do reservatório sem necessariamente ter que rebaixar o nível d'água totalmente. Talebbeydokhti e Naghshineh (2004) utilizam o termo *Sluicing* para casos particulares de descarga de sedimentos.

3.4 Modelagem Física e Análise Dimensional para o Estudo do Transporte Sólido

A representação do protótipo em modelo físico deve obrigatoriamente caracterizar, em escala, os principais parâmetros físicos, tais como, tensão superficial, viscosidade dinâmica, aceleração gravitacional, fatores ponderantes principalmente em modelos de superfície livre, densidade e peso específico da água. Em regime de escoamento hidraulicamente rugoso a viscosidade dinâmica não detém representatividade do fenômeno, uma vez que, as velocidades do fluxo estão sujeitas as cargas de profundidade do escoamento e de energia específica entre modelo e protótipo (CAMPELLO, 2017).

Na modelagem física em fundo móvel associa-se a dinâmica do escoamento as características das fases líquida e sólida, e todas as incertezas que cercam os escoamentos bifásicos são representadas por um grande número de variáveis. Ramos (1989) indica as principais grandezas independentes que caracterizam um escoamento com transporte sólido, conforme Equação 23.

$$f(x) = (\rho_a, \mu, \rho_s, d_p, h, V_*, \gamma_s') \quad (23)$$

Os parâmetros representativos do fluido são a massa específica ρ_a (kg/m³) e a viscosidade dinâmica μ (m²/s), do sedimento são a massa específica do material ρ_s (kg/m³) e o diâmetro da partícula d_p (mm), e os responsáveis por descrever o escoamento são a profundidade h (m), a velocidade de cisalhamento ou atrito V_* (m/s) e o peso específico aparente γ_s' (N/m³).

Ramos (1989) identifica ainda como fatores relevantes ao processo de transporte de sedimentos em fundo móvel as características de compacidade relativa do material (c) (Equação 24), fator de forma do grão (K_s) (Equação 25), rugosidade relativa do fundo (r) (Equação 26), e o coeficiente de atrito (F_s) (Equação 27).

$$c = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (24)$$

$$K_S = \frac{l_c}{\sqrt{l_a \cdot l_b}} \quad (25)$$

$$r = \frac{h}{d_p} \quad (26)$$

$$F_s = \frac{V_*^2}{(J - 1)g \cdot d_p} \quad (27)$$

Onde: (c) a compactidade relativa do material (%); $e_{m\acute{a}x}$, $e_{m\acute{i}n}$ e e correspondem ao índice de vazios máximo, mínimo e do estado natural do material; l_a , l_b e l_c representam as dimensões dos eixos mais longos, intermediários e curtos da partícula, definido pela formulação de Corey (1949), e o qual varia de 0 a 1, identificando a proximidade da área transversal de uma partícula a uma esfera e a área máxima transversal de uma seção em forma de um elipsóide; J a declividade do fundo (m/m).

A velocidade de cisalhamento ou atrito (V_*) (Equação 28) é uma das principais funções estabelecidas entre a interfase água e sedimentos, correlacionada a partir da tensão tangencial exercida pelo fluxo ao fundo (τ_0) (Equação 29), conforme Silva (2003).

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_a}} \quad (28)$$

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot I_0 \quad (29)$$

Em que: γ o peso específico da água (N/m³); h a profundidade do escoamento (m), e I_0 a declividade da linha de energia (m/m).

Desta forma, considerando os principais parâmetros representativos do sistema de transporte de sólido em fundo móvel e através da utilização de modelos experimentais torna-se aplicável a análise dimensional de qualquer fenômeno físico os quais relacionam as leis de semelhança em grandezas significativas do problema (RAMOS, 1989).

As similaridades foram definidas por meio dos adimensionais do número de Reynolds do sedimento ou grão (Re_*), o qual reflete a influência da viscosidade no deslocamento do sedimento no meio fluido (Equação 30), o número de Shields (τ_*), responsável por expressar a correlação da força hidrodinâmica do escoamento sobre o sedimento e o peso específico deste (Equação 31), a profundidade relativa do escoamento (h_*), que relaciona a influência da profundidade do escoamento no fenômeno de transporte de material no leito (Equação 32) e a massa específica relativa (ρ_s^*), parâmetro adimensional responsável pela avaliação individual das partículas sólidas (Equação 33).

$$Re_* = \frac{V_* \cdot d_p}{\nu} \quad (30)$$

$$\tau_* = \frac{\rho \cdot V_*^2}{\gamma'_s \cdot d_p} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_p} \quad (31)$$

$$h_* = \frac{h}{d_p} \quad (32)$$

$$\rho_s^* = \frac{\rho_s}{\rho_a} \quad (33)$$

Os parâmetros adimensionais referentes à profundidade relativa do escoamento e a massa específica relativa foram desconsiderados neste estudo, uma vez que o transporte sólido no modelo físico ocorre juntamente ao leito, fator que exclui a relação do transporte em função da profundidade do escoamento, e a verificação do fenômeno de remoção de sedimentos não se restringe a verificação de uma única partícula.

As relações entre os parâmetros descritos acima podem ser esquematizadas de acordo com a forma de transporte de sedimentos em massa conforme a Figura 12.

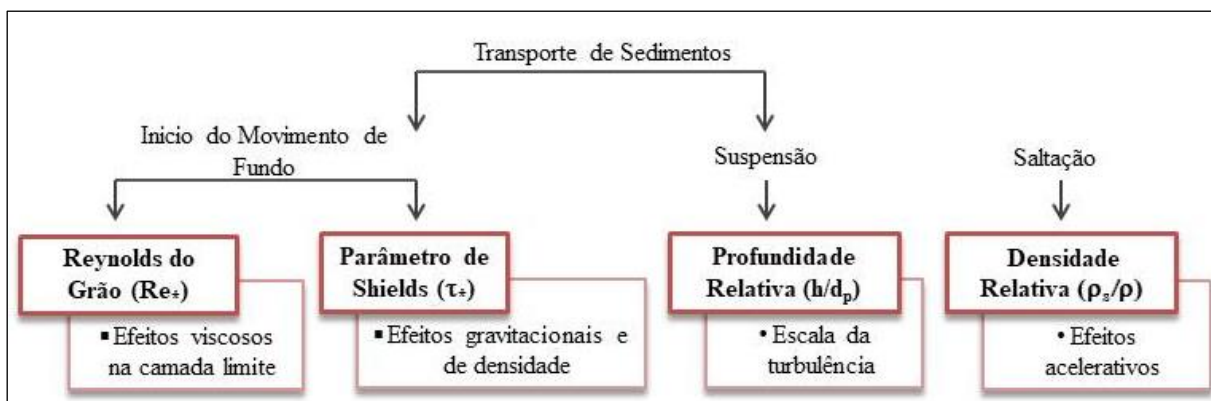


Figura 12 - Fluxograma referente aos parâmetros dimensionais predominantes e a etapa de transporte dos sedimentos.

3.4.1 Escala de Representatividade do Grão

Em conformidade com as relações de semelhança de Shields e Reynolds do Grão associam-se os critérios de Bagnold (1966), Van Rijn (1984a), Engelund (1965), Kaliske (1947), Einstein (1950), Meyer-Petter e Muller (1948), Engelund-Fredsoe (1976), Froude do grão, Van-Rijn (1984b) e Engelund-Hanzen (1967).

As formulações estabelecidas condicionam a ocorrência do início do transporte de sedimentos por arraste, suspensão e de sólidos totais entre o protótipo e o modelo em estudo, sendo aplicáveis para a determinação das escalas de diâmetro do grão a serem representadas na modelagem das estruturas dos descarregadores de fundo, e não especificamente vinculadas à definição direta da proporcionalidade entre as dimensões das estruturas hidráulicas utilizadas, ou seja, a escala de redução do protótipo.

Deste modo, serão apresentados a seguir os equacionamentos responsáveis por estabelecer as relações de semelhança e igualdade entre o início de movimentação das partículas em arraste, em suspensão e o processo de transporte de sólidos totais entre modelo e protótipo, Tabela 1.

Tabela 1 - Relações de semelhança entre protótipo e modelo.

Condição	Equação	Autor	Equação
	$\tau_{*m} = \tau_{*p}$	Shields (1936)	(34)
	$Re_{*m} = Re_{*p}$	Reynolds do grão	(35)
Condições Críticas de Início de Movimento das Partículas em Arraste	$\varphi_{*m} = 8. (\tau_{*m} - 0,047)^{3/2}$	Meyer-Peter e Muller (1948)	(36)
	$\phi_{*m} = 5. \frac{(\sqrt{\tau_{*m}} - 0,7 \cdot \sqrt{\tau_{*cm}})}{\left[1 + \left(\frac{0,2668}{\tau_{*m} - \tau_{*cm}}\right)^4\right]^{1/4}}$	Engelund-Fredsoe (1976)	(37)
	$\phi'_{*m} = 0,053. \left(\frac{\tau_{*m}}{\tau_{*cm}} - 1\right)^{2,1} \cdot D_{*m}^{-0,3}$	Van-Rijn (1984b)	(38)
	$f\left(\frac{\tau_{*cr}}{\tau_{*0}}\right)_m = \left(\frac{g_s}{\rho_s \cdot V_* \cdot d}\right)_m$	Kalinske (1947)	(39)
	$\tau_{*cm} = \frac{\omega_{sm}^2}{\left(\frac{\gamma_{sm} - \gamma}{\gamma}\right) \cdot g \cdot d_{50}}$	Bagnold (1966)	(40)
Transporte em Suspensão	$\left(\frac{V_{*cr}}{\omega_s}\right)_m = \left(\frac{4}{D_*}\right)_m, \text{ para } 1 < D_* \leq 10$	VanRijn (1984)	(41)
	$\left(\frac{V_{*cr}}{\omega_s}\right)_m = 0,4, \text{ para } D_* > 10$		(42)
	$\left(\frac{V_{*cr}}{\omega_s}\right)_m = 0,25$	Engelund (1965)	(43)
Transporte de Sólidos Totais	$\Phi_{*m} = \frac{q_{sm}}{\gamma_{sm} \sqrt{\frac{(\gamma_{sm} - \gamma)}{\gamma}} \cdot g \cdot d_m^3}$	Einstein (1950)	(44)
	$Fr_{*m} = \frac{V_{*m}}{\sqrt{\frac{(\rho_{sm} - \rho_a)}{\rho_a}} \cdot g \cdot d_m}$	Froude	(45)
	$\phi'_{*m} = 0,8 \frac{V_{*m}}{V_m} \tau_{*m}^{5/3}$	Engelund-Hazen (1967)	(46)

Sendo: τ_{*m} o parâmetro de Shields no modelo (adm); τ_{*p} o parâmetro de Shields no protótipo (adm); Re_{*m} o número de Reynolds do grão no modelo (adm); Re_{*p} o número de Reynolds do grão no protótipo (adm); φ_{*m} o parâmetro adimensional Meyer- Peter e Muller (1948) (adm); τ_{*cm} a tensão de cisalhamento no modelo (N/m²); ϕ_{*m} o parâmetro adimensional de Engelund- Fredsoe (1976); τ_{*0m} tensão de cisalhamento crítica no modelo (N/m²); τ_{*0m} a tensão de cisalhamento crítica no modelo (adm); ϕ'_{*m} parâmetro adimensional de Van-Rijn (1984b); V_{*m} : velocidade de cisalhamento no modelo (m/s); D_{*m} o diâmetro sedimentológico no modelo (mm); g_{sm} taxa específica de transporte de sedimentos no modelo (kg/s.m); ω_{sm} velocidade de sedimentação no modelo (m/s); V_{*cr} velocidade crítica de cisalhamento no modelo (m/s); Φ_{*m} o parâmetro adimensional de Einstein (1950) referente a intensidade do transporte sólido no modelo (adm); q_{sm} a vazão sólida de sedimentos no modelo (kg/m³/s); γ_{sm} peso específico do sedimento no modelo (N/m³); d_m diâmetro das partículas no modelo (m); Fr_{*m} número de Froude do grão no modelo (adm); ρ_{sm} massa específica do sedimento no modelo (kg/m³); ϕ'_{*m} parâmetro adimensional de Engelund-Hazen (1967) no modelo; V_m a velocidade do escoamento no modelo (m/s); .

3.5 Caracterização dos parâmetros da formação final do depósito (cava).

Em diferentes estudos experimentais constatou-se que a formação da geometria final do depósito de sedimentos ocorre através do colapso instantâneo do material localizado próximo as estruturas dos descarregadores de fundo, apresentando uma conformação uniforme e de dimensionamento possível (MESHKATI et al., 2010 e FATHI-MOGHADAM, 2010).

Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) indica que o processo de remoção de sedimentos é influenciado localmente pela formação de um vórtice que se opõem a direção principal do fluxo, no sentido do centro da estrutura da descarga.

Madadi et al. (2016) por meio da realização de modelagem computacional tridimensional do fluxo informa que as maiores velocidades não se localizam no centro, mas logo abaixo da linha central das estruturas hidráulicas de remoção. Conseqüentemente, há diminuição da profundidade momentânea da lâmina de água

logo após a abertura da comporta gerando um fluxo descendente verticalmente acelerado, o qual forma um movimento espiral no escoamento empurrando o leito dos sedimentos e causando a formação de um vórtice no formato de “U”.

Emamgholizadeh (2014) acrescenta que após o aparecimento dos vórtices, há um aumento do gradiente de velocidade vertical de cisalhamento próximo ao leito carreando um maior volume de sedimentos via descarga de fundo.

Madadi et al. (2016) constatam que a relação de profundidade máxima do cone ($Z_{máx.}$) é diretamente dependente ao diâmetro da estrutura dos descarregadores de fundo, ou seja, as maiores conformações são obtidas através dos maiores diâmetros, e inversamente proporcionais ao tamanho do sedimento envolvido.

Segundo Meshkati et al. (2010) e Fathi-Moghadam (2010) a declividade dos taludes da fossa formada tornam-se iguais ao ângulo de repouso do material submerso, sendo parâmetros dependentes a propriedade da partícula a ser transportada, o grau de consolidação, as características do escoamento, a profundidade do fluxo e dos depósitos em questão, a curvatura da barragem e o comportamento do escoamento em torno do cone de remoção. As inclinações previstas em literatura para as partículas são de 27° a 33°, 29° a 34° e de 30° a 35°, para partículas finas, médias e grossas, respectivamente (FATHI-MOGHADAM, 2010).

O tamanho das partículas é um fator importante a ser considerado no processo de remoção, pois influenciam diretamente no comprimento e no volume do cone formado. Partículas finas, de menor diâmetro e ângulo de repouso, sofrem maior ação das forças de empuxo, aumentando assim, a dimensão da fossa formada (FATHI-MOGHADAM, 2010).

Os parâmetros estimados em modelo físico e aplicáveis em escala de protótipo, apresentados em diferentes bibliografias, visam identificar as dimensões e, conseqüentemente, o volume da formação cônica de fundo obtida após a descarga de fundo, sendo representados por meio das seguintes características:

- Comprimento Máximo de Remoção ($L_{ss} máx.$): corresponde ao comprimento máximo do cone em direção a montante do barramento;

- Largura Máxima de Remoção ($W_{ss} máx.$): a largura máxima do cone de remoção em direção as margens do reservatório;

- Volume Removido (V_f): definido pelo volume do cone formado após a remoção de sedimentos de fundo durante o acionamento dos descarregadores de fundo, condicionado pelas relações de comprimento, largura e cota máximas de remoção ($Z_{máx.}$) da conformação cônica obtida.

3.5.1 Estimativa do Comprimento Máximo ($L_{ssmáx.}$).

As condições de acionamento dos descarregadores de fundo sobre pressão e sem rebaixamento do nível de água a montante, ou seja, em “*Pressure Flushing*”, são responsáveis pelo transporte das partículas depositadas localmente e próximas às estruturas de remoção. Desta forma, por meio das variações de velocidade e pressão após o acionamento dessas estruturas hidráulicas forma-se um cone de depressão próximo a entrada do dispositivo de remoção de sedimentos (MESKATI et al., 2009).

Emamgholizadeh e Fathi-Moghdam (2014) identificam que a remoção de sedimentos após o acionamento dos descarregadores de fundo e a total estabilização da nova conformação de fundo garantem o desassoreamento local do reservatório e a prevenção de entrada de sedimentos na tomada d’água.

Em estudos experimentais foram constadas evidências da influência do nível d’água acima do depósito de sedimentos e da variação do diâmetro do cone de remoção na determinação do comprimento máximo de remoção de sedimentos através da descarga de fundo (EMAMGHOLIZADEH e FATHI-MOGHDAM, 2014; EMAMGHOLIZADEH et al., 2006).

Considerando o método hidráulico de acionamento das estruturas de remoção, a forma da conformação de fundo obtida nas mesmas condições de utilização dos descarregadores de fundo, o diâmetro da fossa de remoção, bem como as características do material sedimentado tornou-se possível por diferentes autores definirem os principais parâmetros que influenciam o processo de desassoreamento.

Emamgholizadeh (2014), Emamgholizadeh e Bina (2006) e Meskati et al. (2010a), consideram como principais variáveis dimensionais na formação do cone de remoção em relação ao seu alcance máximo após estabilização do processo de remoção, aquelas apresentadas na Equação 47.

$$L_{SS}^{m\acute{a}x.} = f(u, H_W, H_S, D, g, \rho_S, \rho_a, d_{50}, \mu) \quad (47)$$

Sendo: u a velocidade do escoamento no descarregador de fundo (m/s); H_W : carga hidráulica sobre a geratriz inferior da tubulação (m); H_S : altura do depósito de sedimentos (m); D : diâmetro de descarregador de fundo (m).

Na Tabela 2 são apresentadas as equações de diferentes autores definidas para a avaliação da remoção de sedimentos considerando o alcance do comprimento máximo do cone formado durante a operação dos descarregadores de fundo. Saraiva et al. (2017) considera ainda em suas formulações características como a massa específica do material a ser removido e a velocidade do fluxo na estrutura hidráulica utilizada.

Tabela 2 - Equações de diferentes autores para estimativa do comprimento máximo da remoção de sedimentos ($L_{SS}máx$).

Autor	Equações	Condições
Emamgholiz adeh (2014) (48)	$\frac{L_{SS}máx}{D} = 0,33 \left(\frac{H_s}{H_w} \right)^{0,40} \left(\frac{\rho_{wb} - \rho_a}{\rho_s} \right)^{-1,44}$	$Q = 1$ a $8l/s$
		$H_w = 52, 90,$ $1,20cm$ $H_s = 42cm$ $D = 1", 2" e$ $3"pol$ $d_p = 0,007mm$ $\rho_s = 1.230$ a $1.405kg/m^3$
Meshkati et al.(2010a) (49)	$\frac{L_{SS}máx}{H_{wMesh.}} = 0,031(Fr_{outlet})^{0,104} \left(\frac{H_{sMesh.}}{H_{wMesh.}} \right)^{0,733} \left(\frac{A_{outlet}}{H_{wMesh.}^2} \right)^{0,146}$	$Q = 0,15$ a $14l/s$ $H_w = 36, 66 e$ $96cm$ $H_s = 36, 66 e$ $96cm$ $D = 1", 2" e$ $3"pol$ $d_p = 1mm$ $\rho_s = 1.800kg/m^3$ (sílica)
		$Q = 1$ a $8l/s$ $H_w = 52, 90,$ $1,20cm$ $H_s = 42cm$ $D = 1", 2" e$ $3"pol$ $d_{50} = 0,7; 0,42$ $e 1,2mm$ $\rho_s =$ $2.650kg/m^3$
Fathi- Moghadam (2010) (50)	$L_{SS}máx = 8,19 \left(\frac{u}{\sqrt{g \left(\frac{\rho_s}{\rho_a} - 1 \right) d_{50}}} \right)^{0,10} \left(\frac{H_w}{H_s} \right)^{-0,033}$	
Meshkati et. al (2010) apud Emamgholiz adeh (2013) (51)	$\frac{L_{SS}máx}{H_{wMesh.}} = 1,98 \left(\frac{H_{sMesh.}}{H_{wMesh.}} \right)^{0,895} \left(\frac{u}{\sqrt{g H_{wMesh.}}} \right)^{0,143}$	Caract. não informadas

Fonte: Adaptado de Saraiva et al. (2017).

Onde: ρ_{wb} massa específica molhada do material depositado na barragem (Kg/m^3); $H_{wMesh.} = H_W - D/2$ (m); F_r número de Froude no descarregador (adm); $H_{sMesh.} = H_s - D/2$.

As variáveis utilizadas nos diferentes equacionamentos de estimativa do comprimento máximo de remoção ($L_{ssm\acute{a}x.}$) são apresentadas de maneira esquemática de acordo com a Figura 13.

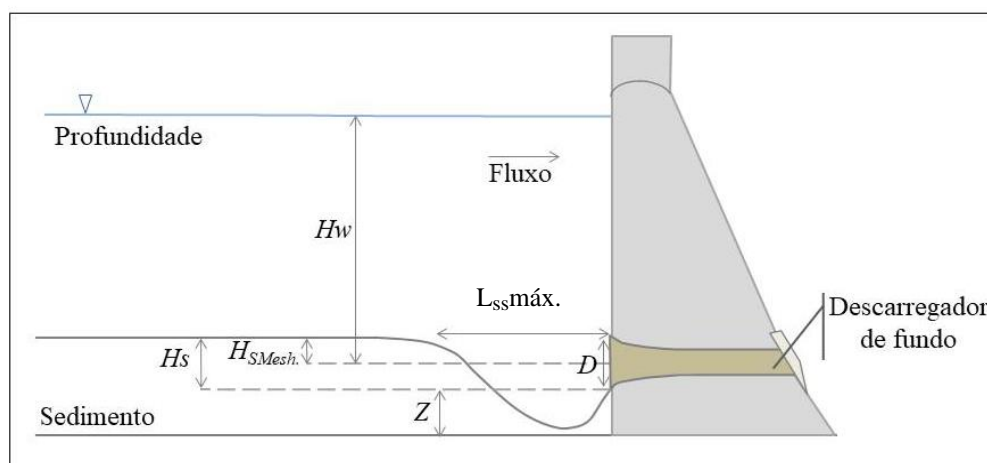


Figura 13 - Desenho esquemático das dimensões analisadas por diferentes autores (ABREU et al.,2018).

3.5.2 Estimativa da Largura da Fossa de Remoção ($W_{ssm\acute{a}x.}$)

Ao ser analisada a dimensão da fossa de remoção correspondente a largura máxima ($W_{ssm\acute{a}x.}$) de uma conformação de fundo, em condições de *Pressure Flushing*, há ocorrência de uma geometria uniforme entre o alcance máximo de remoção ($L_{ssm\acute{a}x.}$) e sua dimensão em direção as margens do reservatório.

Meshkati et al. (2010a) constata que o desenvolvimento da superfície de contorno do cone de remoção possui as mesmas dimensões quando comparados o comprimento ($L_{ssm\acute{a}x.}$) e sua largura ($W_{ssm\acute{a}x.}$) máximos para uma mesma cota máxima de profundidade, justificando por muitos autores a utilização de equacionamentos semelhantes para estimativa entre estes parâmetros (Figura 14).

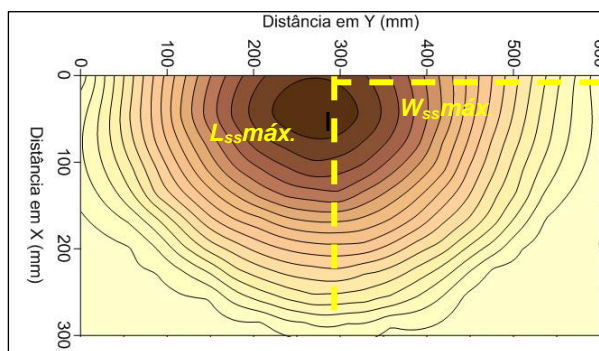


Figura 14 - Desenho esquemático das dimensões correspondentes a largura ($W_{ss} máx.$) e comprimento máximo de remoção ($L_{ss} máx.$) após o acionamento dos descarregadores de fundo.

Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), Emamgholizadeh et al. (2006), Madadi et al. (2016), Meshkati et al. (2010a) e Saraiva et al. (2017), confirmam a semelhança da forma do cone de remoção com a geometria de um semicírculo, uniforme na parte superior da fossa de remoção, podendo ser representado por um semicírculo de raio equivalente ao comprimento máximo de remoção ($L_{ss} máx.$) (Figura 14).

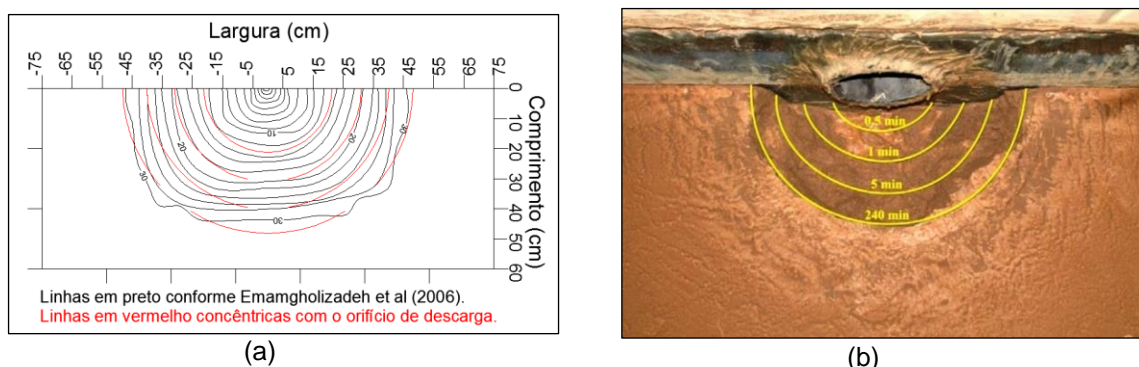


Figura 15 - Cone de remoção adaptado de: Emamgholizadeh et. al, (2006) (a) e; Madadi et. al, (2016) (b) (SARAIVA et. al., 2017).

Na Figura 15 é apresentado o desenho esquemático de um cone de depressão formado a partir de uma descarga de fundo com diâmetro " D ", instalada no centro do paramento de uma barragem. Indica-se, também, o comprimento de remoção ($L_{ss} máx.$) e a distância estabelecida entre pontos de mesma cota em direção as margens ($W_{ss} máx.$), ou seja, a largura do cone de depressão.

As relações adimensionais que melhor identificam a dimensão referente à largura da fossa de remoção em função da profundidade do escoamento são apresentadas pela Equação 52.

$$\frac{W_{SS\text{máx.}}}{H_w} = f\left(\frac{u}{\sqrt{g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_a}\right) - 1} \cdot d_{50}}, \frac{A_{\text{outlet}}}{H_w^2}, \frac{H_s}{H_w}, \frac{D}{H_w}, Fr_{\text{outlet}}\right) \quad (52)$$

Onde: u é a velocidade do escoamento no interior do descarregador (m/s); e Fr_{outlet} o número de Froude obtido através do diâmetro " D " da estrutura (m).

Apesar de diferentes autores identificarem a existência das semelhanças dimensionais entre a largura e o comprimento máximo da fossa de remoção, somente Meshkati et al. (2010) apresenta, em dois diferentes trabalhos de mesmo ano de publicação, equações de ajustes específicos para a representação da largura máxima do cone de sedimentos removidos, Tabela 3, a seguir.

Tabela 3 - Equações de estimativa para a largura máxima da fossa ou cone de remoção ($W_{SS\text{máx.}}$).

Autor	Equações	Equação
Meshkati et. al., (2010a)	$\frac{W_{SS\text{máx.}}}{H_{w\text{Mesh.}}} = 0,031(Fr_{\text{outlet}})^{0,104} \left(\frac{H_{s\text{Mesh.}}}{H_{w\text{Mesh.}}}\right)^{0,733} \left(\frac{A_{\text{outlet}}}{H_{w\text{Mesh.}}^2}\right)^{0,146}$	(53)
Meshkati et. al., (2010b)	$\frac{W_{SS\text{máx.}}}{H_{w\text{Mesh.}}} = 0,02 \left(\frac{u}{\sqrt{g \left(\frac{\rho_s}{\rho_a} - 1\right) d_{50}}}\right)^{0,10} \left(\frac{H_{s\text{Mesh.}}}{H_{w\text{Mesh.}}}\right)^{0,75} \left(\frac{D}{H_{w\text{Mesh.}}}\right)^{0,34}$	(54)

As condições de ensaio referentes à formulação dos equacionamentos foram as mesmas adotadas em ambos os estudos, apresentando uma faixa de vazões de 0,15 a 15l/s, H_w e H_s de 36, 66 e 96cm, os diâmetros da estrutura dos descarregadores de fundo de 1", 2" e 3". O material utilizado foram partículas de Sílica com $d_p = 1\text{mm}$, e uma massa específica de 1.800kg/m^3 . A diferenciação entre ambos que gerou nova formulação (Equação 54), foi o acréscimo de ensaios em um diâmetro de 1"1/2, além de nova análise computacional dos dados.

3.5.3 Estimativa do Volume Removido (V_f)

O volume removido é um dos principais parâmetros a ser estimado em diferentes bibliografias, pois define diretamente a frequência temporal de operação

dos descarregadores de fundo, contribuindo para a determinação de novos designs e diâmetros da estrutura de remoção (EMANGHOLIZADEH, 2014).

Emamgholizadeh (2014), Meskati et al. (2010a), Emamgholizadeh e Bina (2006), indicam as principais variáveis dimensionais responsáveis pela formação direta da geometria do cone, e conseqüentemente, do volume removido em condições de *Pressure Flushing* pela Equação 55.

$$V_f = f(Q_{desc}, A_{outlet}, H_w, H_s, \rho_s, \rho_a, g, D, u, \mu, d_p, Fr_{outlet}) \quad (55)$$

Sendo: V_f : volume de material removido pelo descarregador de fundo (m^3);

Fr_{outlet} : número de Froude na saída do descarregador (adm).

Desta forma, Emamgholizadeh (2014), Emamgholizadeh e Bina (2006), Fathi-Moghadam et al. (2010), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh (2013) e Meshkati et al. (2010a), e propuseram equações de estimativa do volume máximo removido durante a operação das descargas de fundo, apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Equações de diferentes autores para estimativa do volume removido através dos descarregadores de fundo em *Pressure Flushing* (V_t).

Autor	Equações	Condições
Emamgholizadeh (2014) (56)	$\frac{V_f}{D^3} = 0,99 \left(\frac{H_s}{H_w} \right)^{0,59} \left(\frac{\rho_{wb} - \rho_a}{\rho_s} \right)^{-2,85}$	$Q = 1$ a $8l/s$ $H_w = 52, 90,$ $1,20cm$ $H_s = 42cm$ $D = 1", 2" e$ $3"pol$ $d_p = 0,007mm$ $\rho_s = 1.230$ a $1.405kg/m^3$
Meshkati et al. (2010a) (57)	$\frac{V_f}{H_{wMesh.}^3} = 0,042 (Fr_{outlet})^{0,149} \left(\frac{H_{sMesh.}}{H_{wMesh.}} \right)^{3,082} \left(\frac{A_{outlet}}{H_{wMesh.}^2} \right)^{0,174}$	$Q = 0,15$ a $14l/s$ $H_w = 36, 66 e$ $96cm$ $H_s = 36, 66 e$ $96cm$ $D = 1", 2" e$ $3"pol$ $d_p = 1mm$ $\rho_s = 1.800kg/m^3$

		$Q = 0,15 \text{ a } 15\text{l/s}$
		$H_w = 36, 66 \text{ e } 96\text{cm}$
Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh (2013) (58)	$\frac{V_f}{H_{wMesh.}^3} = 4,6 \left(\frac{u}{\sqrt{g \left(\frac{\rho_s}{\rho_a} - 1 \right) d_{50}}} \right)^{0,21} \left(\frac{H_{SMesh.}}{H_{wMesh.}} \right)^{2,2} \left(\frac{D}{H_{wMesh.}} \right)^{0,89}$	$H_s = 36, 66 \text{ e } 96\text{cm}$ $D = 1", 1",^{1/2}, 2" \text{ e } 3"\text{pol}$ $d_p = 1\text{mm}$ $\rho_s = 1.800\text{kg/m}^3$ (sílica)
		$Q = 0,14 \text{ a } 15\text{l/s}$
		$H_w = 52, 90, 1,20\text{cm}$
Fathi- Moghadam (2010) (59)	$V_f = 5,28 \left(\frac{u}{\sqrt{g \left(\frac{\rho_s}{\rho_a} - 1 \right) d_{50}}} \right)^{0,10} \left(\frac{H_w}{H_s} \right)^{-0,046}$	$H_s = 42\text{cm}$ $D = 1", 2" \text{ e } 3"\text{pol}$ $d_{50} = 0,27; 0,42 \text{ e } 1,2\text{mm}$ $\rho_s = 2.650\text{kg/m}^3$
		$Q = 1 \text{ a } 8\text{l/s}$
		$H_w = 52, 90 \text{ E } 120\text{cm}$
Emamgholizadeh e Bina (2006) (60)	$\frac{V_f^{1/3}}{H_s} = 0,6139 \left(\frac{u}{\sqrt{g H_w}} \right)^{0,0062} \left(\frac{H_s}{d_p} \right)^{0,05} \left(\frac{H_s}{H_w} \right)^{0,0036}$	$H_s = 0,42\text{m}$ $D = 2"\text{pol}$ $d_{50} = 0,27; 0,42 \text{ e } 1,2\text{mm}$ $\rho_s = 2.650\text{kg/m}^3$

Diferentemente dos demais autores citados na Tabela 4 Emamgholizadeh (2014) realizou estudos para estimativa do volume removido a partir de fundo móvel coesivo. Segundo esse autor, a densidade, o tamanho do grão e o grau de compactação são parâmetros importantes na determinação da eficiência e do desenvolvimento na formação do cone de depressão durante a remoção de sedimentos após a abertura dos descarregadores de fundo.

4 Metodologia

Este trabalho visa identificar as principais características hidráulicas e os principais parâmetros que influenciam a operação e a respectiva eficiência de descarregadores de fundo na remoção de depósitos de sedimentos em reservatórios.

A compreensão das características hidráulicas do escoamento e do depósito sedimentar durante o acionamento dos descarregadores de fundo foi determinada através do monitoramento e análise das grandezas físicas, principalmente dos parâmetros referentes a carga hidráulica, vazão, velocidade do escoamento e o ângulo de repouso dos materiais. A velocidade de sedimentação das partículas, utilizadas nas simulações em laboratório, e a conformação final do depósito de sedimentos que antecedem as comportas dos descarregadores de fundo também foram avaliadas neste estudo.

Desta forma, neste capítulo são descritas a metodologia experimental, contemplando a instalação e instrumentação de três modelos físicos denominados de Conceitual, Final e Complementar, bem como as condições de contorno e a forma de medição das grandezas físicas oriundas do processo da verificação experimental dos descarregadores de fundo. Além disso, são apresentadas as condições de ensaio e a metodologia analítica desenvolvida durante a implementação do trabalho, com o objetivo de permitir o tratamento e análises dos dados referentes aos diferentes ensaios realizados.

Os modelos físicos utilizados na verificação experimental desta pesquisa foram desenvolvidos e instalados no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH), do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), constituindo o segmento de simulação física em laboratório do projeto de pesquisa intitulado: “Produtos e Processos para Avaliação do Aporte de Sedimentos Visando a Disponibilidade Hídrica em Reservatórios de Geração de Energia”. As estruturas dos descarregadores de fundo foram projetadas a partir de informações fornecidas de um protótipo de uma pequena central hidrelétrica, PCH Andorinhas, localizada no município de Pejuçara-RS. Sua disposição e dimensões foram baseadas nas características gerais do barramento existente em campo, porém não foram definidas escalas diretas de redução aos modelos utilizados neste estudo em função do protótipo considerado.

4.1 Instalação Experimental

Nesta pesquisa foram utilizados dados experimentais de três modelos físicos distintos, de maneira a simular o funcionamento dos descarregadores de fundo em diferentes condições hidráulicas de escoamento e em diferentes tipos de materiais.

Os modelos físicos Conceitual e Final possuem o mesmo sistema de armazenamento, distribuição e bombeamento de água, estando ambos conectados, em circuito fechado, ao sistema geral do Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH/UFRGS). O armazenamento da água utilizada durante os ensaios é realizado através de um reservatório subterrâneo com uma capacidade de 600m³, sendo constantemente abastecido por meio de um sistema de captação pluvial existente ao longo do pavilhão do laboratório LOH.

O sistema de distribuição é composto por uma tubulação central em ferro fundido galvanizado, válvulas gaveta, juntas Gibault, curvas de 90° e 45°, registros borboleta, ampliações e reduções flangeadas ao longo de todo o segmento do laboratório. O bombeamento é realizado por um conjunto de três bombas centrífugas de 25, 50 e 75CV de potência, sendo duas da marca KSB e uma da marca WEG (75CV) detém os motores elétricos da General Electric, Worthington e Metalúrgica Ebpamo Eberle, respectivamente. Os conjuntos motor-bombas foram instalados ao sistema de maneira afogada, ligados ao reservatório por meio de tubulações de DN 400mm, e em paralelo a tubulação de distribuição, garantindo assim, a possibilidade de funcionamento de diferentes modelos simultaneamente (Figura 16). O acionamento e controle de rotação dos conjuntos motor-bombas são realizados por meio de um painel de inversores de frequência sendo os modelos CFW-700, CFW-09 fabricados pela WEG e Sentron Pac 3100 fabricado pela Siemens.



(a)



(b)

Figura 16 - Sistema de distribuição de água (a), sistema de bombeamento do laboratório LOH (b).

As instalações experimentais referentes ao modelo físico complementar são independentes aos sistemas de distribuição, armazenamento e bombeamento do laboratório, sendo suas particularidades descritas no item - 4.1.3 Modelo Físico Complementar.

4.1.1 Modelo Físico Conceitual

A proposta de análise experimental deste trabalho visa identificar através da utilização de três modelos físicos o comportamento hidráulico dos descarregadores de fundo em suas diferentes particularidades.

Desta forma, inicialmente foram avaliadas estruturas de remoção de sedimentos em um modelo físico denominado de modelo Conceitual, o qual possibilitou a investigação do comportamento dos descarregadores de fundo em diferentes distribuições e arranjos simultâneos de funcionamento para distintos tipos de sedimentos, apresentando como parâmetro invariável o diâmetro utilizado da estrutura de remoção. O objetivo deste sistema foi identificar a conformação esperada pela “fossa” ou “cava”, bem como a influência gerada pela posição das comportas de remoção em cada segmento do modelo físico em questão.

O modelo Conceitual foi implementado em uma seção transversal de um canal de alvenaria nas dimensões de 30m x 0,50m x 0,80m, pré-existente no laboratório de obras hidráulicas (LOH/UFRS), o qual possui um tranquilizador de

fluxo em sua estrutura de forma a garantir o escoamento uniforme durante a realização dos estudos. Ao longo de toda extensão do canal de ensaios foram instaladas pontas linimétricas, inclusive sobre a estrutura do modelo físico, de maneira a determinar as alturas de lâmina de água correspondentes as vazões a serem ensaiadas, conforme Figura 17.

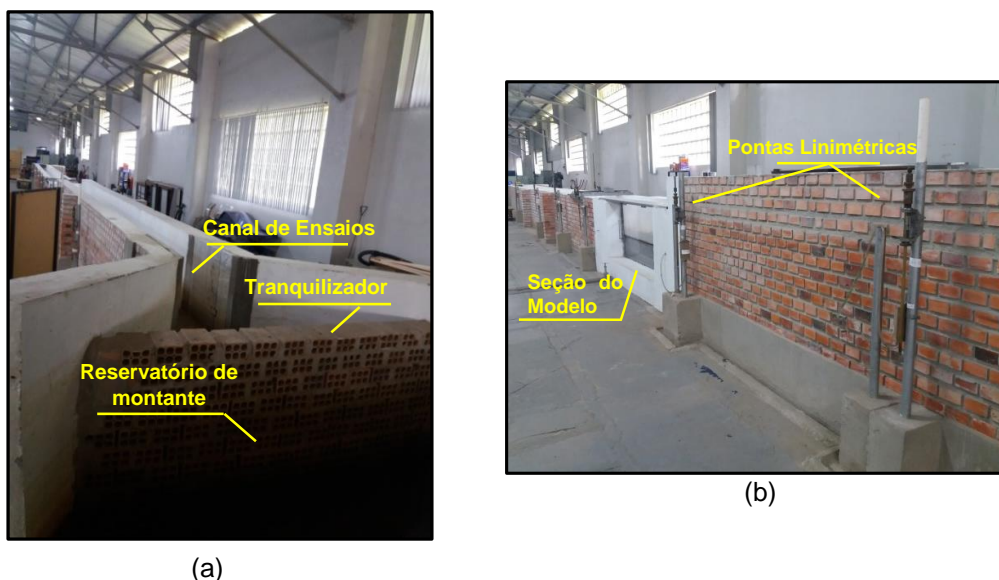


Figura 17 - Canal de alvenaria do modelo físico Conceitual (a), pontas linimétricas de controle de alturas e lâmina d'água (b).

O sistema de distribuição de água é composto por dois segmentos, o primeiro conectado a tubulação central de DN 300mm e ao sistema de bombeamento do laboratório, e o segundo responsável pela conexão e controle do acesso de baixas vazões através de um *bypass* construído em tubulação de P.V.C. e em DN 60mm. As vazões de ensaio foram definidas por meio de medidores eletromagnéticos de fluxo da marca Rosemount modelos 8732-C, de precisão de $\pm 0,0015\text{m/s}$ e uma acurácia de $\pm 0,1\%$. O controle de vazões foi realizado por meio de válvulas gavetas que antecediam os medidores de vazão, estes instalados conforme as recomendações do fabricante, em uma relação de 5 vezes o diâmetro a montante e 2 vezes a jusante de qualquer mudança de geometria ou singularidades presentes na tubulação de acesso ao experimento (Figura 18).

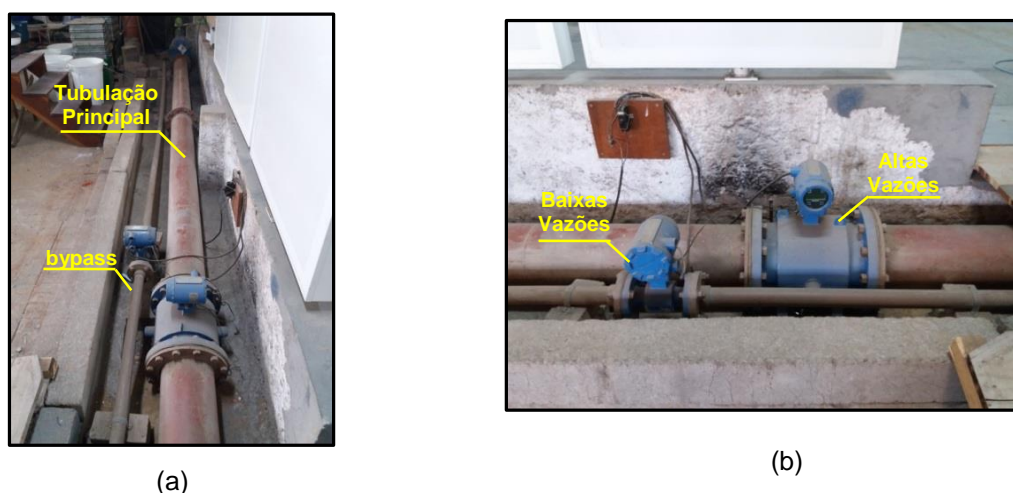


Figura 18 - Sistema de tubulações de acesso ao modelo Conceitual, principal e via bypass, (a); medidores eletromagnéticos de vazão instalados as tubulações, (b).

A estrutura do modelo físico foi desenvolvida em resina e tubos de P.V.C. de um diâmetro interno de 27,5mm, os quais compõem os condutos dos descarregadores de fundo. Os orifícios inseridos a estrutura permitiam a diferentes configurações de acionamento, podendo ser abertos ou fechados conforme a necessidade de cada ensaio (Figura 19a). A investigação experimental realizada no modelo físico Conceitual foi desenvolvida em duas condições distintas de disposição ou arranjos, Condições “a” e “b”, referentes à 1ª e a 2ª campanha, respectivamente, de orifícios a serem abertos durante a operação destas estruturas como descarregadores de fundo (Figura 19b).

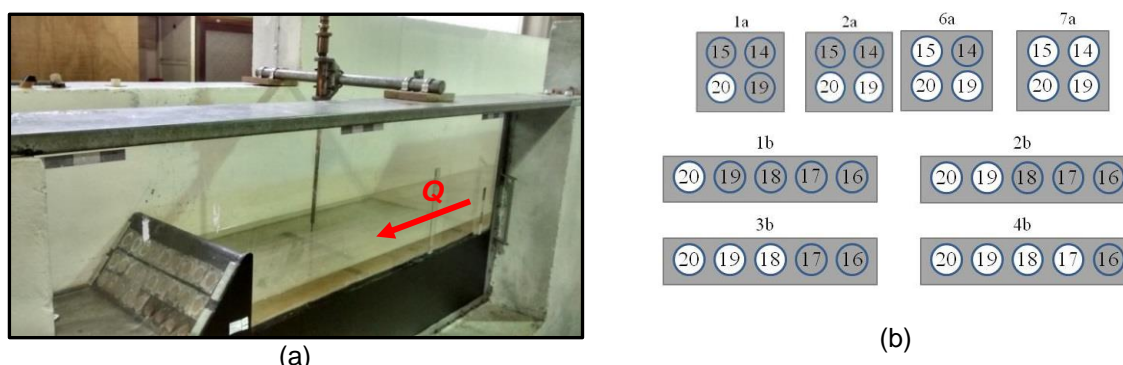


Figura 19 - Modelo físico Conceitual instalado no canal de alvenaria do LOH/IPH, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Desenho esquemático das configurações dos descarregadores de fundo abertos durante a realização dos ensaios, (b).

Foram considerados três diferentes tipos de materiais para a simulação dos depósitos sedimentares de fundo que antecedem o paramento de montante do modelo físico, sendo eles a areia, carvão e borracha processada. As vazões definidas ao sistema independentemente do arranjo de orifícios a serem abertos foram de 1,90l/s, 2,50l/s, 3,50l/s e 4,20l/s, respectivamente.

4.1.2 Modelo Físico Final

O modelo físico Final foi desenvolvido como etapa subsequente ao modelo Conceitual com o objetivo de permitir a realização de alterações estruturais de diâmetro aos descarregadores de fundo inseridos a montante da barragem desenvolvida no modelo.

Os descarregadores de fundo foram implementados em uma barragem de concreto, sendo esta fixada a um canal metálico de 16,0m x 2,0m x 0,80m, conforme o ilustrado pela Figura 20a. O segmento de canal de disposição dos paramentos da barragem, onde localizam-se as estruturas de remoção, estas construídas em tubos de P.V.C. em DN 100mm, foi revestido em acrílico de maneira a permitir a visualização do escoamento e a disposição final do material a ser utilizado como sedimento de fundo (Figura 20b).

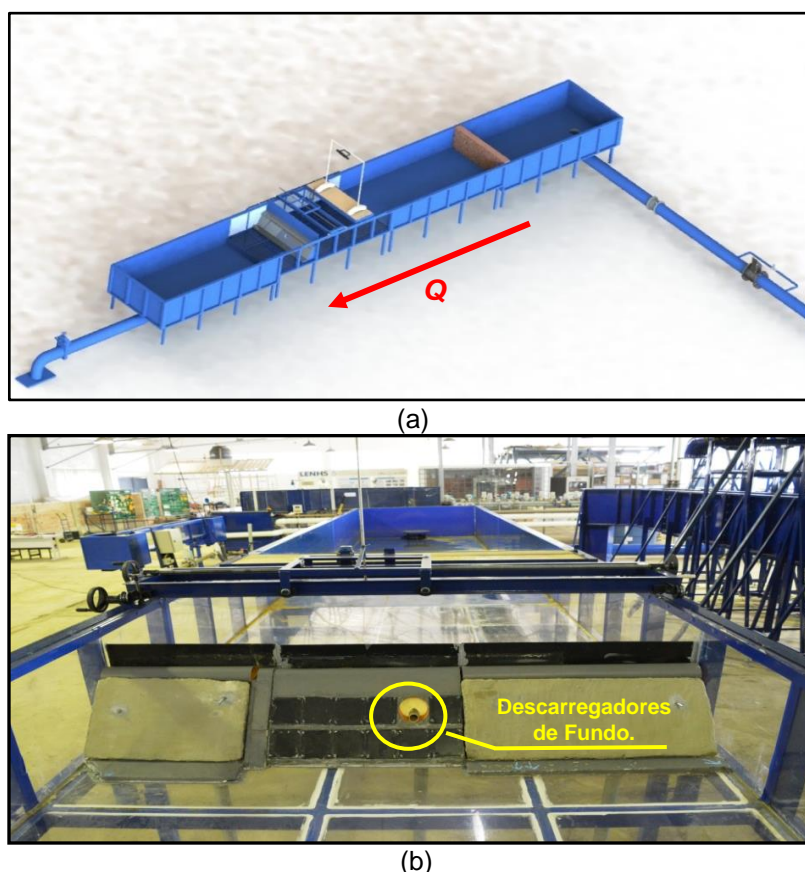


Figura 20 - Desenho esquemático do canal metálico e das estruturas do modelo físico Final, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Vista de jusante do modelo e dos descarregadores de fundo sinalizados em amarelo, (b) (ABREU et al., 2018).

O sistema de circulação de água do modelo físico Final é composto por dois segmentos de tubulações, o primeiro conectado ao sistema de distribuição geral do laboratório LOH caracterizado por tubos de DN 300mm em ferro fundido

galvanizado, e o segundo sistema definido por meio de um *bypass* em tubulação de DN 60mm em P.V.C. instalado em paralelo ao sistema principal. (Figura 21a)

Em ambas as tubulações foram instalados dois medidores eletromagnéticos de vazão da marca Krohne Conaut, modelo Optiflux 2000F, apresentando os limites de leitura de 15m³/h e 500m³/h para diâmetros de 60 e 300mm, respectivamente, e uma acurácia de $\pm 0,1\%$. Os medidores de vazão foram conectados a conversores de sinal de mesma marca, porém modelos distintos (Optiflux KC2000C/6), tendo sido instalados de acordo com as recomendações de fabricante, em uma relação de 10 vezes o diâmetro a montante e 5 vezes a jusante de qualquer mudança de geometria ou singularidades presentes na tubulação de acesso ao experimento (Figura 21b).

O controle de vazões foi realizado por meio de válvulas gavetas que antecediam os medidores de vazão, sendo as vazões mínimas de ensaios limitadas à precisão estabelecida pelos medidores eletromagnéticos, que para valores inferiores a 0,66l/s não apresentavam confiabilidade em suas leituras.

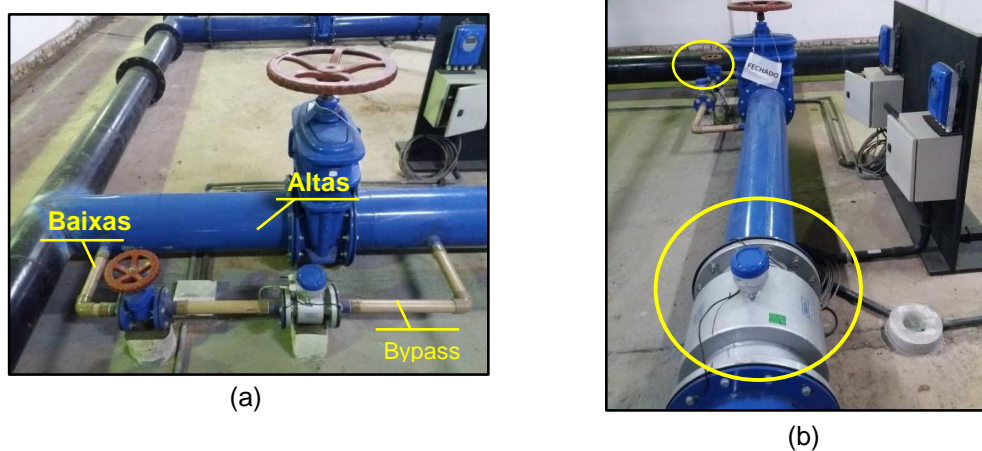


Figura 21 - Sistema de circulação de água de baixas vazões (bypass) e de altas vazões (a); Medidores eletromagnéticos de vazão (b).

No presente modelo foram realizados ensaios somente com borracha processada como material sedimentar tendo sido avaliadas as vazões de 11,0l/s a 14,5l/s.

Com o objetivo de analisar experimentalmente a influência das dimensões dos descarregadores de fundo na eficiência de remoção de sedimentos foram verificados distintos diâmetros da estrutura através dos DN's de 33, 50 e 75mm (Figura 22). Estas alterações proporcionam a análise do comportamento hidráulico

dos descarregadores em diferentes condições de contorno gerados ao escoamento e a estrutura propriamente dita.



Figura 22 - Reduções propostas para estudos do efeito do diâmetro na remoção de sedimentos através dos descarregadores de fundo.

O menor diâmetro definido aos modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, foi baseado nos estudos experimentais de Nago (1983), o qual indica que para estruturas de operação em condições hidráulicas de orifício inferiores a 20 mm e superiores a 40mm de diâmetro tornam-se suscetíveis a influência dos coeficientes de descarga (C_d 's). Desta forma, optou-se pelo diâmetro comercial de 33mm, com o objetivo de evitar essas limitações estabelecidas pelo C_d 's.

O material utilizado nos estudos do comportamento de remoção de sedimentos foram grânulos de borracha processada em partículas com um diâmetro de aproximadamente 1,18mm, tendo sido realizados ensaios em diferentes vazões, de 1,0 a 8,30l/s, e alturas de lâmina d'água a montante do barramento que compõem o modelo físico Final.

Considerando os ângulos de repouso dos materiais utilizados como sedimentos no modelo físico Conceitual, e através da conformação de fundo obtida após o acionamento dos descarregadores, foram então desenvolvidas estruturas em novos diâmetros que favorecessem o aumento do volume da “fossa ou cava” removida e, conseqüentemente, a área de influência gerada pelos orifícios quando acionados em condições de operação em “*Pressure Flushing*”.

O posicionamento das reduções de diâmetros dos descarregadores de fundo foi o mesmo adotado nos ensaios do orifício de DN 100mm- “5A”, de maneira a possibilitar comparações entre as conformações de fundo dos depósitos de sedimentos e os resultados obtidos nos diferentes ensaios (Figura 23).

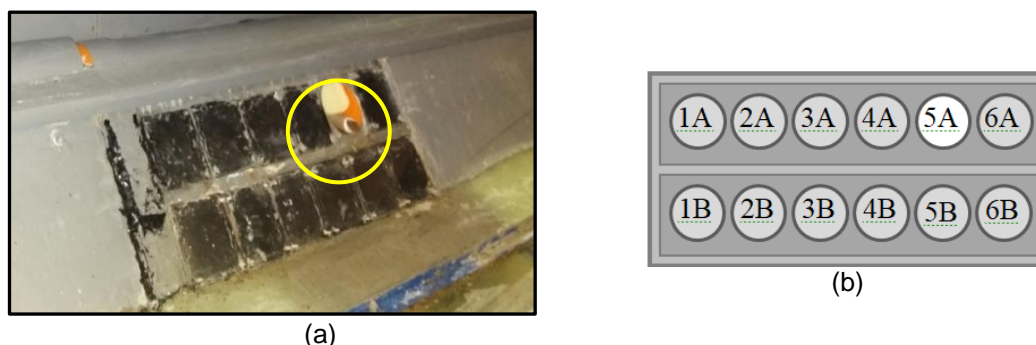


Figura 23 - Posicionamento adotado para os descarregadores de fundo- "5A": (a); Desenho esquemático das posições existentes no modelo físico Final e a posição considerada neste estudo, (b).

4.1.3 Modelo Físico Complementar

Considerando as limitações impostas pelas características estruturais dos modelos físicos Conceitual e Final foram então, propostas alterações nas condições de contorno do escoamento visando ampliar as possibilidades de verificação experimental por meio de um terceiro modelo físico denominado de modelo físico Complementar. Desta forma, foram condicionadas alturas de lâmina d'água (H_w) a montante da estrutura dos descarregadores de fundo superiores as definidas nos modelos físicos anteriormente apresentados, possibilitando assim, amplitudes maiores de carga hidráulica ao sistema de remoção de sedimentos.

O modelo físico Complementar foi desenvolvido através de um canal de vidro nas dimensões de 9,0m x 0,60m x 1,0m já existente no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH/IPH). Os descarregadores de fundo foram implementados no paramento de jusante da barragem que antecede o reservatório do sistema de abastecimento, de maneira que as estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos possam ser substituídas por diferentes diâmetros, mantendo assim suas posições e seu fluxo em condições livres de escoamento, ou seja, operando hidraulicamente como um orifício em jusante (Figura 24). Os descarregadores de fundo foram construídos por meio de segmentos de tubos em P.V.C. nos DN 33, 50, 75 e 100mm no comprimento de 23,5cm.



(a)



(b)

Figura 24 - Desenho esquemático do modelo físico Complementar e em amarelo a localização do descarregador de fundo, a seta vermelha indica a direção do fluxo (a); Vista lateral do modelo físico Complementar (b).

Os sistemas de circulação, bombeamento e armazenamento de água do modelo físico Complementar são independentes ao sistema central do LOH, sendo o sistema de circulação de água constituído por tubulações de P.V.C. flangeadas em DN 140mm e 100mm, além de um conjunto motor-bomba composto de uma bomba centrífuga da marca KSB modelo Meganorm e um motor elétrico WEG de 1750rpm (Figura 25). A água é armazenada através de 2 (dois) reservatórios de ferro galvanizado de 2,0m x 2,0m x 1,20m, totalizando um volume de 9,6m³ de água.



Figura 25 - Conjunto motor-bomba de bombeamento de água do modelo físico Complementar.

As vazões de ensaio foram definidas por meio de 1 (um) medidor eletromagnético de vazão da marca Rosemount modelos 8732-C, de precisão de $\pm 0,0015\text{m/s}$ e uma acurácia de $\pm 0,1\%$. O controle de vazões foi realizado através de inversor de frequência da marca WEG modelo Vectrus CFW-09 conectado próximo à bomba e ao medidor eletromagnético (Figura 26).



(a)



(b)

Figura 26 - Inversor de frequência para controle das vazões de ensaio (a); e medidor eletromagnético de fluxo instalado a tubulação de distribuição de água do modelo Complementar (b).

A turbulência do escoamento devido a proximidade do reservatório era reduzida com o auxílio de um tranquilizador construído por segmentos de tubos de P.V.C instalados longitudinalmente no sentido do fluxo e adaptado no início do canal de vidro que antecedia os descarregadores de fundo.

4.2 Grandezas Físicas e Instrumentação Utilizada

Objetivando analisar os parâmetros hidrodinâmicos e estruturais que influenciam a remoção de sedimentos nos três diferentes modelos físicos, realizou-se a medição das principais grandezas físicas envolvidas no processo de verificação experimental e as características de conformação dos depósitos sedimentares,

sendo elas: as vazões de ensaio, os níveis de água, os diâmetros das estruturas, as batimetrias dos depósitos de fundo, a quantificação dos volumes de material removido durante os ensaios, a velocidade de sedimentação das partículas e o ângulo de repouso dos materiais.

4.2.1 Vazões

As vazões de ensaio definidas no modelo físico Conceitual foram determinadas inicialmente considerando as limitações impostas pelas características dimensionais de altura do maciço ($h=30,6\text{cm}$), onde foram instalados os descarregadores de fundo, e o diâmetro das estruturas de remoção ($d_i=27,5\text{mm}$). Os ensaios foram realizados sem que ocorressem “vertimentos” sobre a estrutura ou extravasamento do canal, garantindo assim, as mesmas condições hidráulicas de escoamento em todos os ensaios. As vazões definidas foram de 0,70l/s a 4,20l/s.

No modelo físico Final a faixa de vazões a serem utilizadas nos ensaios foi definida a partir dos diâmetros propostos aos descarregadores de fundo, nos DN's de 33, 50, 75 e 100mm (Tabela 5), as características de altura das paredes laterais do canal metálico onde o modelo foi instalado, as quais não comportariam lâminas d'água superiores a 0,60cm de altura, e a altura do maciço do barramento ($h=58,7\text{cm}$), considerações importantes para limitação das vazões a serem ensaiadas.

Tabela 5 - Vazões a serem ensaiadas no modelo físico Final.

DN (mm)	Vazões (l/s)
33	1,00 a 1,40
50	2,00 a 3,00
75	5,85 a 8,30
100	11,10 a 14,50

Diferentemente dos modelos físicos Conceitual e Final, onde as vazões de ensaios foram baseadas nas limitações estruturais de ambos os canais e os barramentos desenvolvidos para fixação dos descarregadores de fundo, as vazões do modelo Complementar foram determinadas por meio das relações entre as curvas-chaves do modelo Final e o modelo em questão, este sem a presença de sedimentos no interior do canal de acesso ao descarregador de fundo.

Considerando que a inserção de sedimentos no fundo do reservatório alteraria a altura de lâmina de água, e conseqüentemente, a vazão final obtida durante o ensaio no modelo físico Complementar, optou-se por considerar as alturas de lâmina de água (H_w), de 0,35 a 0,90m para os DN's de 33, 50, 75 e 100mm, como parâmetro principal na definição das vazões de ensaio. Desta forma, as alturas de lâmina de água foram determinadas por meio das relações cota x vazão e das equações de ajuste apresentadas aos dados de ambas as curvas-chaves (modelo físico Final, com sedimentos, e modelo físico Complementar, sem sedimentos) (Figura 27 e Figura 28).

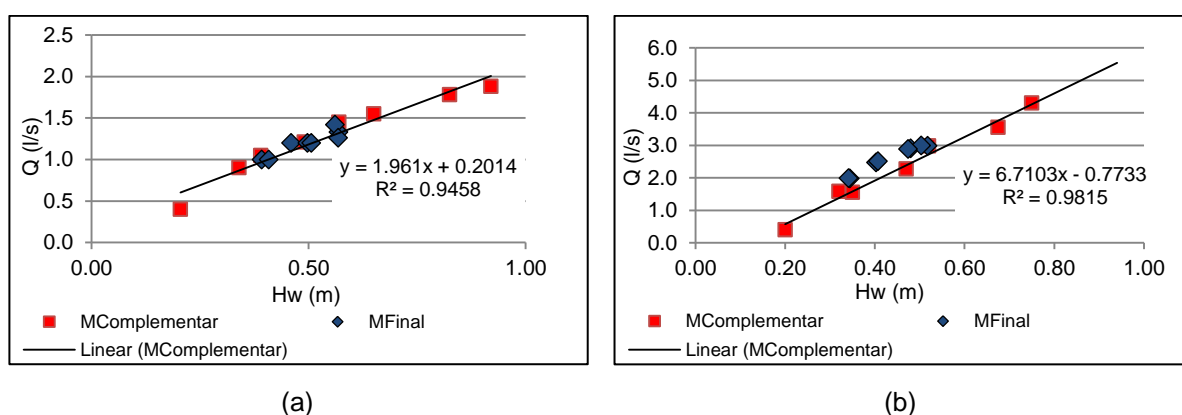


Figura 27 - Relações de curva-chave para os diâmetros de 33mm (a), e 50mm (b), respectivamente.

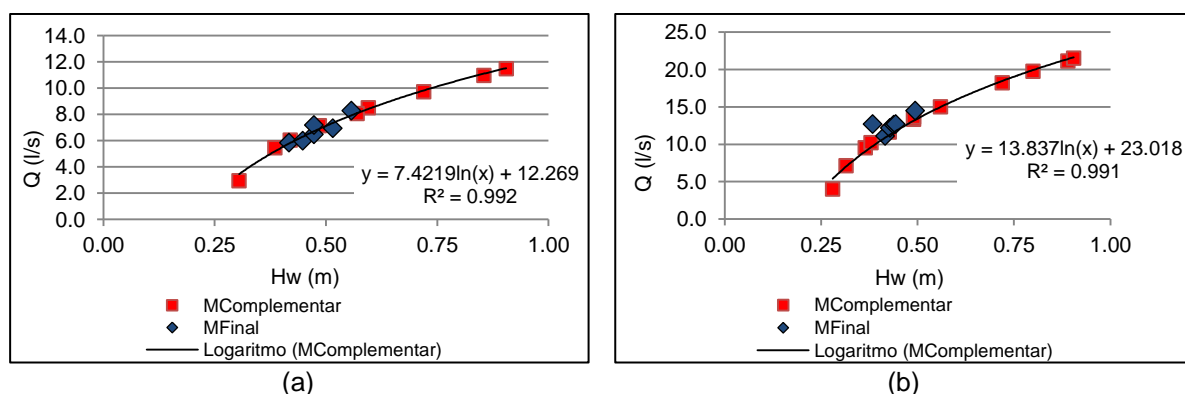


Figura 28 - Relações de curva-chave para os diâmetros de 75 mm (a), e 100 mm (b), respectivamente.

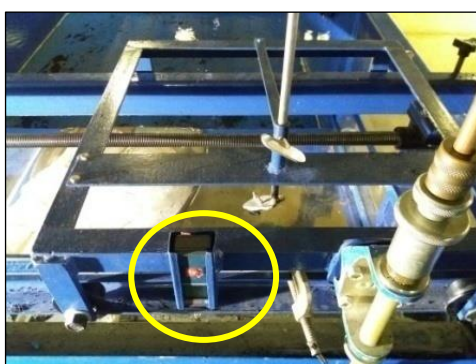
As vazões independentemente do modelo em questão foram todas registradas por meio de medidores eletromagnéticos de vazão durante a realização dos ensaios, sendo regularizadas através dos registros gavetas instalados nos diferentes sistemas de distribuição.

4.2.2 Níveis de Água

Os níveis de altura de lâmina de água (H_W) foram medidos através da utilização de pontas limimétricas dispostas a montante do modelo e sobre a área de ação dos descarregadores de fundo nos três diferentes modelos físico-experimentais. A leitura do nível de água foi realizada até a estabilização completa do escoamento, entre as vazões de entrada nos canais de acesso e as vazões de saída nos descarregadores de fundo.

4.2.3 Batimetrias dos Depósitos

O levantamento batimétrico da conformação de fundo gerada após o acionamento dos descarregadores de fundo no depósito de sedimentos foi realizado por meio de uma trena a laser, de precisão $\pm 3,0\text{mm}$ e exatidão de $\pm 2,0\text{mm}$, para a determinação das cotas “z” em milímetros, sendo as localizações das coordenadas “x” e “y” definidas através de um suporte de fixação graduado em centímetros (Figura 29).



(a)



(b)

Figura 29 - Suporte de posicionamento da trena em amarelo (a), e escala graduada para determinação das coordenadas “x” e “y” utilizadas na realização das batimetrias no modelo físico Final (b).

4.2.4 Quantificação de Volumes

O volume de material removido durante os ensaios foi coletado a jusante da estrutura dos descarregadores de fundo e, posteriormente quantificado por meio de um balde graduado e de uma proveta de 1 (um) litro, permitindo assim, a conferência da eficiência do processo de remoção das estruturas hidráulicas em estudo.

4.2.5 Velocidade de Sedimentação

A velocidade de queda ou sedimentação das partículas foi determinada através do processo de captura de imagens em alta resolução por meio de uma câmera fotográfica. A distância percorrida pelas partículas quando submergidas em água foi então, definida pela presença de uma escala graduada de 5 em 5cm inserida ao fundo do reservatório. O tempo utilizado para as partículas percorrerem o reservatório era estimado por meio de um cronômetro digital.

4.2.6 Ângulo de Repouso

O ângulo de repouso dos materiais foi definido submergindo em água parada uma quantidade de partículas suficientes para formar a conformação de um “cone” de depósito estável, de aproximadamente 12 a 15cm de altura, do material junto ao fundo do reservatório. E com o auxílio de um transferidor media-se o ângulo formado entre o plano de inclinação do material e o plano horizontal do fundo.

4.3 Metodologia de Ensaio

A metodologia de ensaios adotada foi a mesma para os três diferentes modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, indiferentemente do material utilizado como sedimentos de fundo, das características estruturais dos descarregadores de fundo, bem como, das condições do escoamento adotadas durante a realização dos ensaios.

Inicialmente, foram planejadas as vazões de ensaio considerando que os descarregadores de fundo funcionassem afogados por montante e em escoamento livre a jusante, ou seja, em condições hidráulicas de funcionamento como orifício, sem inserção de ar no escoamento a montante da estrutura e, sem vertimento de água por sobre a soleira da barragem.

Definidas as vazões para cada diâmetro dos descarregadores de fundo, e considerando as limitações impostas pelos sistemas de abastecimento dos modelos foram iniciados os ensaios com a presença de sedimentos a montante dos barramentos em estudo. O acionamento das descargas de fundo foi realizado de forma manual após a estabilização das vazões de entrada dos canais de acesso aos modelos físicos, essas regularizadas por meio de válvulas gavetas, instaladas nos

sistemas de distribuição de água, e dos medidores eletromagnéticos de vazão presentes nas tubulações de acesso dos mesmos.

Instituída a remoção de sedimentos realizavam-se leituras consecutivas de altura de lâmina de água através das pontas linimétricas próximas aos descarregadores de fundo. Os ensaios eram cessados após a estabilização completa da carga hidráulica de montante, quando esta apresentasse no mínimo três vezes a mesma resposta de altura de lâmina de água, conjuntamente com o término da remoção dos sedimentos via descarga de fundo. O intervalo entre as leituras variavam de 15 a 20min, sendo a duração de cada ensaio de aproximadamente 3 a 4 horas. O material então removido pelos diferentes diâmetros definidos aos orifícios era posteriormente coletado e quantificado seu volume.

Após o esvaziamento total do canal onde se localizavam os modelos físicos realizava-se o levantamento batimétrico da nova conformação assumida pelo leito de material sedimentar com o auxílio de uma trena a laser, responsável pela extração das altitudes ou cotas (z) da superfície formada, e utilizando-se de uma estrutura de suporte e posicionamento (carrinho) obtinha-se as coordenadas x e y em relação ao paramento de montante dos modelos em questão. Através das informações batimétricas (x, y e z) foram extraídas por meio do software *Surfer®* as curvas de nível e as conformações finais de fundo em “3D” para cada configuração e estrutura analisada durante este estudo.

As condições de ensaio consideradas para avaliação dos descarregadores de fundo e seus diferentes diâmetros são apresentadas na Tabela 6, Tabela 7 e Tabela 8. As vazões, configurações de orifícios acionados e o material do qual realizaram-se os ensaios são apresentados a seguir para os modelos físicos Conceitual (1ª e 2ª campanha), Final e Complementar nos DN's de 33, 50, 75 e 100mm.

Tabela 6 - Condições dos ensaios realizados no modelo Conceitual, 1ª campanha.

Q(l/s)	Posição Orifício	“1A”			“2A”			“5A”			“7A”		
		B	A	C	B	A	C	B	A	C	B	A	C
1,90	20	■	■	■									
2,50	19, 20				■	■	■						
3,50	14, 19, 20							■	■	■			
4,20	14, 15, 19, 20										■	■	■

Legenda:

B: Borracha processada;

A: Areia fina;

C: Carvão Cata;

Tabela 7 - Condições dos ensaios realizados no modelo Conceitual, 2ª campanha.

Q(l/s)	Posição Orifício	"1B"				"2B"				"3B"			
		B	A	C	UR	B	A	C	UR	B	A	C	UR
0,70	20	■	■	■									
0,88	20				■								
0,90	20				■								
0,95	20	■	■	■	■								
1,90	20	*	■	■	■								
1,95	20		■										
1,96	20		■										
2,50	19, 20					■	*		■				
2,56	19, 20							■					
3,50	18, 19, 20									■	■	■	

Legenda:

B: Borracha processada;

A: Areia fina;

C: Carvão Cata;

UR: Carvão Urussanga;

Obs: * Ensaios com (1x) repetição;

Tabela 8 - Condições dos ensaios realizados nos descarregadores de fundo, modelo físico Complementar e Final, DN's de 33, 50, 75 e 100mm.

Q(l/s)	H _w (m)	Complementar				Q(l/s)	H _w (m)	Final			
		33	50	75	100			33	50	75	100
0,84	1,04					1,00	0,39 a 0,40	**			
0,95	1,04					1,20	0,46 a 0,51	***			
1,01	1,00					1,26	0,56				
1,28	0,90					1,33	0,56				
1,31	0,90					1,42	0,56				
1,33	0,80					2,00	0,34		**		
1,64	-					2,50	0,4		**		
1,67	0,64					2,88	0,47				
1,87	0,51	*				2,90	0,47				
1,89	-					3,00	0,50 a 0,51		**		
2,24	1,04					5,85	0,41				
2,28	1,04					6,00	0,44				
2,38	1,00					6,48	0,47				
2,51	1,00					6,96	0,51				
3,00	0,91					7,20	0,47				
3,09	0,90					8,30	0,55				
3,50	0,80					11,10	0,41				
3,76	0,75					12,20	0,43				
4,09	0,65					12,60	0,43				
3,94	-					13,50	-				
5,00	0,71					14,00	0,49				
5,47	0,80										
6,47	0,65										
7,47	0,80										
5,50	0,90										
5,47	0,89										
5,84	1,00										
7,11	0,91										
7,15	0,90										
5,84	1,00										
8,47	-										
8,50	0,80										
9,95	0,66										
9,96	0,66										
11,14	-										
12,13	0,80										
8,56	-										
13,23	0,90										
13,23	0,91										
12,31	0,80										
15,61	0,80										
18,33	0,65										
18,93	0,65										

Legenda:

B: Borracha processada;

Obs: * Ensaios com uma repetição;

** Ensaios com duas repetições;

*** Ensaios com três repetições.

Legenda:

B: Borracha processada;

Obs: * Ensaios com uma repetição;

A metodologia de ensaio definida anteriormente, para os modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, é expressa na Figura 30, através de um organograma esquemático dos procedimentos realizados durante o acionamento dos descarregadores de fundo.

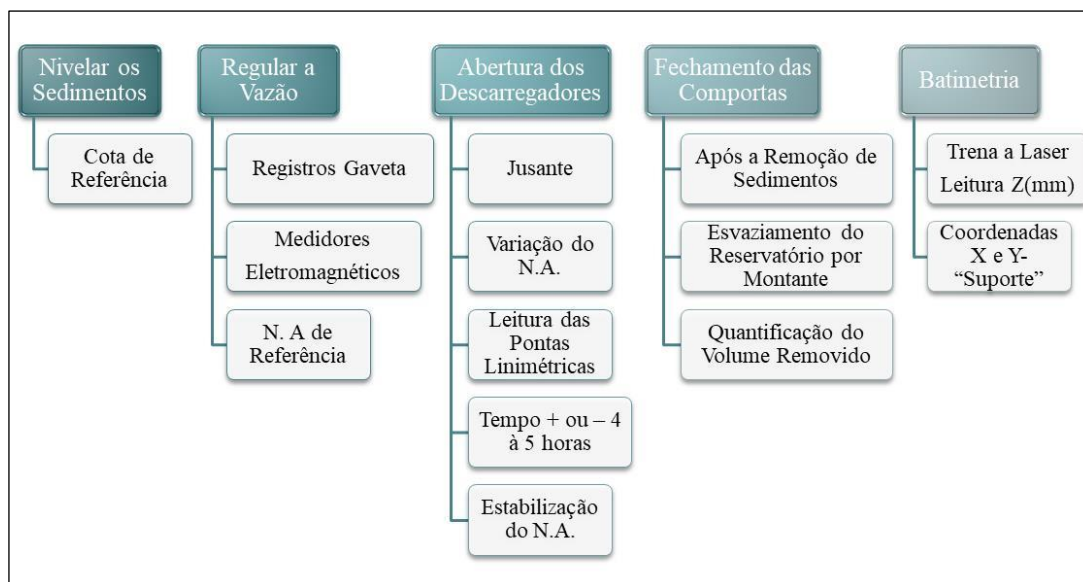


Figura 30 - Organograma esquemático referente aos procedimentos realizados na metodologia.

4.4 Descrição dos Sedimentos

Os materiais a serem utilizados como sedimentos de fundo na simulação das condições hidrodinâmicas de transporte de partículas foram definidos inicialmente pela disponibilidade em mercado de grandes quantidades, faixas granulométricas e densidades de partículas uniformes, além de baixo custo para aquisição, uma vez que o volume necessário para a realização dos ensaios seria de, aproximadamente, 1,0 a 1,5m³ de material.

Definidos como parâmetros principais a granulometria e a densidade de partículas foram escolhidos como materiais finais a areia - média a fina-, carvão CATA 616 e Cardiff 210B (Urussanga), além de grânulos de borracha processada composta de poliestireno e elastômeros. As curvas granulométricas são apresentadas na Figura 31 e as características gerais, tais como, densidade de partícula (d), tamanho de grão, campanha e modelos utilizados são expressos na Tabela 9.

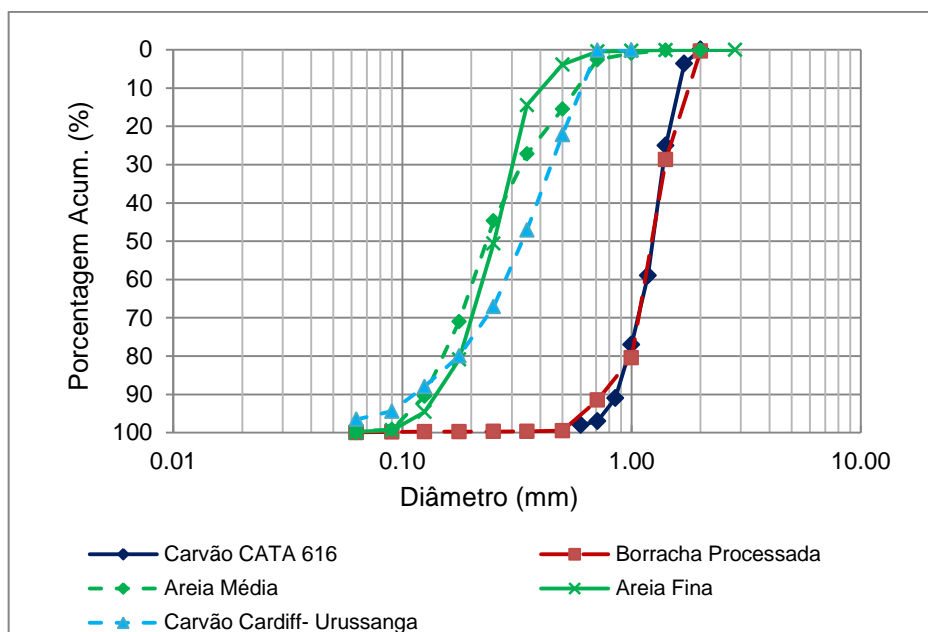


Figura 31 - Curvas granulométricas dos materiais a serem utilizados na simulação em modelo físico.

Tabela 9 - Descrição das características gerais dos materiais utilizados como sedimentos nas simulações em modelo físico.

Modelo	Material	Densidade d (g/cm ³)	Diâm.Médio $d_{50\%}$ (mm)
Final	Borracha	1,08	1,180
1ª Campanha	Borracha	1,08	1,410
	Areia	2,61	1,000
	Carvão CATA 616	1,77	1,410
2ª Campanha	Borracha	1,08	1,180
	Areia	2,61	0,850
	Carvão CATA 616	1,77	1,000
	Carvão Cardiff- Urussanga	1,44	0,300
Complementar	Borracha	1,08	1,180

A densidade das partículas utilizadas como sedimentos nos ensaios realizados em laboratório foi determinada através do método do Picnômetro e o diâmetro médio extraído diretamente das curvas granulométricas por meio do $d_{50\%}$ o qual refere-se ao diâmetro correspondente a 50% (por cento) da amostra retida. As aberturas de malhas consideradas foram de 2,00; 1,41; 1,00; 0,710; 0,500; 0,350; 0,250; 1,77; 0,125; 0,090; 0,063mm.

As campanhas realizadas no modelo físico Conceitual diferem-se não somente pelo arranjo de orifícios definidos no item- *4.1.1 Modelo Físico Conceitual*, mas também pelas características dos materiais utilizados como sedimentos. Na primeira campanha considerou-se a mesma faixa granulométrica, de 1,00 a 2,00mm de diâmetro para a areia, borracha processada e carvão CATA 616, variando o diâmetro médio dessas partículas.

Na segunda campanha com o objetivo de reduzir a interferência das densidades e do tamanho de grão no transporte de sedimentos, analisou-se as relações diretas entre os diâmetros das partículas e seus respectivos pesos específicos estabelecendo assim os diâmetros equivalentes de 0,850; 1,18; 1,00 e 0,300mm para a areia, borracha, carvão CATA e carvão Cardiff, respectivamente. Desta forma, foram considerados somente esses diâmetros de partícula dos materiais em estudo, identificados e separados pelo processo de peneiramento em malhas pré-definidas.

Com esta análise esperava-se compensar as diferenças entre os volumes removidos de material de fundo, evidenciando a influência das características sedimentológicas envolvidas no processo de desassoreamento em reservatórios.

Além do carvão CATA 616 foi avaliado também o comportamento do carvão Cardiff 210B (Urussanga) de densidade e tamanho de grãos distintos ao utilizado anteriormente, verificado somente na segunda campanha do modelo físico Conceitual.

Para os modelos físicos Final e Complementar foram definidas as mesma faixas granulométricas e o mesmo material utilizado como sedimento de fundo, de 1,18mm a 2,00mm em borracha processada, com o intuito de avaliar principalmente as características hidrodinâmicas do escoamento em ambas as estruturas dos descarregadores de fundo e em seus diferentes diâmetros nominais.

4.4.1 Velocidade de Sedimentação das Partículas

Com o objetivo de definir a velocidade de sedimentação ou queda das partículas utilizadas na modelagem física, e assim, posteriormente, possibilitar a estimativa das velocidades de queda em protótipo e as relações de escalas de grãos representadas neste estudo, foram realizados ensaios de decantação conjuntamente com as investigações experimentais da modelagem física.

Para a realização dos ensaios de velocidade de queda foram adaptados a estrutura de um reservatório transparente de vidro, nas dimensões de 0,32m de altura, 0,25m de largura e 0,50m de comprimento, totalizando um volume de 0,040m³, uma escala centimétrica ao fundo e uma câmera fotográfica da marca Sony Cyber-Shot, modelo DSC- RX 100MS para captura das imagens (Figura 32).

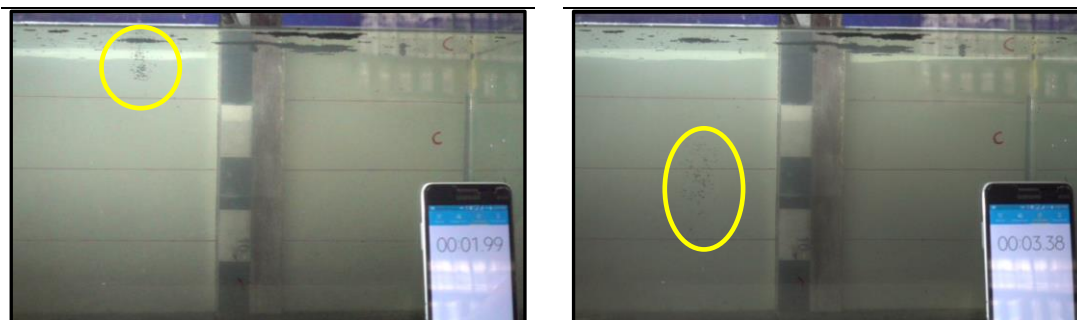


Figura 32 - Fotos dos ensaios realizados para a determinação das velocidades de sedimentação das partículas de carvão CATA, evidenciadas em amarelo.

Com o intuito de aumentar o contraste das partículas durante o processo de filmagem foram posicionados 3 (três) holofotes com lâmpadas de *LED* sobre o reservatório. O tempo era quantificado por meio de um cronômetro digital e a temperatura da água em cada ensaio medida através de um termômetro de mercúrio (Hg) graduado com uma escala de 0° a 30° Celsius.

A velocidade de sedimentação foi determinada para as partículas de borracha processada ($d_p = 1,18mm$), carvão CATA ($d_p = 1,00mm$), areia ($0,310mm < d_p < 0,710mm$) e carvão Cardiff ($d_p = 0,300mm$). Os demais materiais referentes à primeira campanha de ensaios não foram avaliados, uma vez que não correspondem aos principais ensaios realizados para a estimativa dos adimensionais propostos neste estudo. As imagens referentes aos ensaios realizados para a determinação das velocidades de sedimentação de todos os materiais são apresentadas em anexo no Apêndice A.

4.4.2 Ângulo de Repouso Submerso

A verificação dos ângulos de repouso formados pelos diferentes materiais foi realizada através da submersão das partículas em água utilizando um reservatório transparente de vidro, nas dimensões de 0,32m de altura, 0,25m de largura e 0,50m de comprimento, totalizando um volume de 0,040m³, conforme ilustrado pela Figura 33.

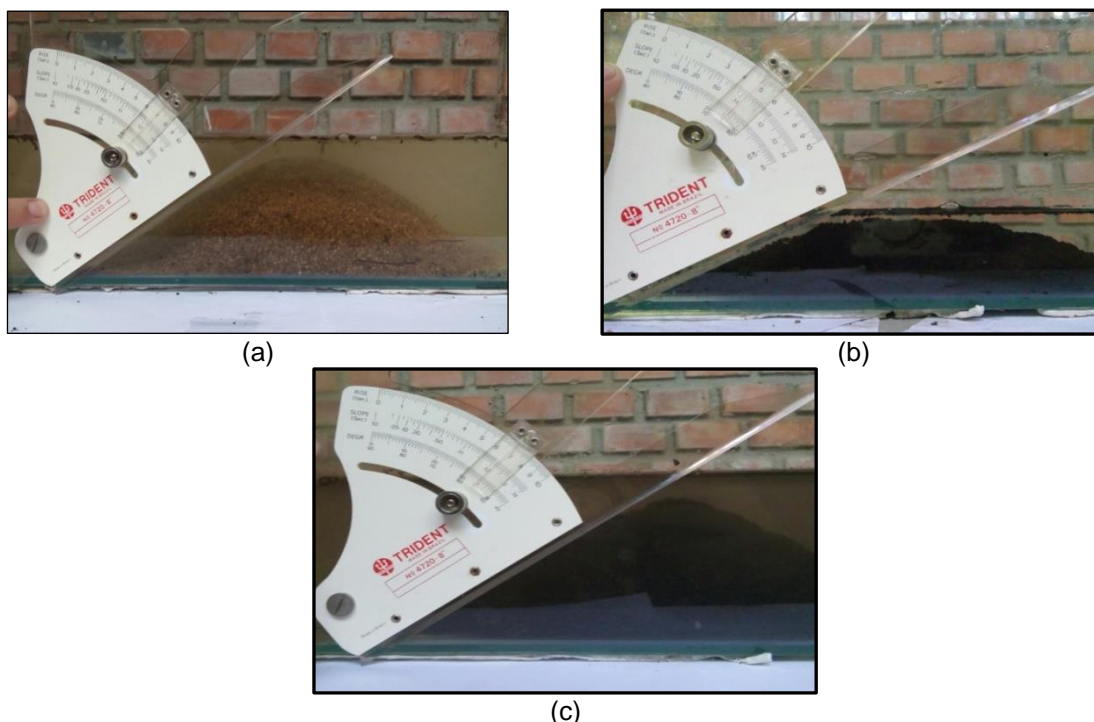


Figura 33 - Fotos da verificação do ângulo de repouso dos materiais: Areia, $0,310\text{mm} < d_p < 0,710\text{mm}$, (a); Borracha processada, $d_p = 1,18\text{mm}$, (b); e Carvão CATA, $d_p = 1,00\text{mm}$, (c).

O ângulo de repouso foi medido por meio de um transferidor graduado, com precisão de leitura de $\pm 0,5^\circ$ graus, tendo sido posicionado paralelamente ao fundo e perpendicularmente as laterais do reservatório.

Foram avaliados somente os materiais dos quais correspondem aos maiores números de ensaios realizados durante para a estimativa dos dimensionais referentes aos 3 (três) diferentes modelos físicos, ou seja, a areia, borracha processada, carvão CATA e carvão Cardiff.

4.5 Metodologia de Análise

A metodologia analítica definida estabelece a verificação da consistência de dados e a adimensionalização dos principais parâmetros físicos os quais representam os fenômenos hidráulicos envolvidos, sendo a mesma adotada para os três modelos físicos envolvidos: Conceitual, Final e Complementar.

Na Figura 34 são apresentadas as etapas da metodologia de analítica utilizada no processamento e verificação dos dados extraídos em laboratório.

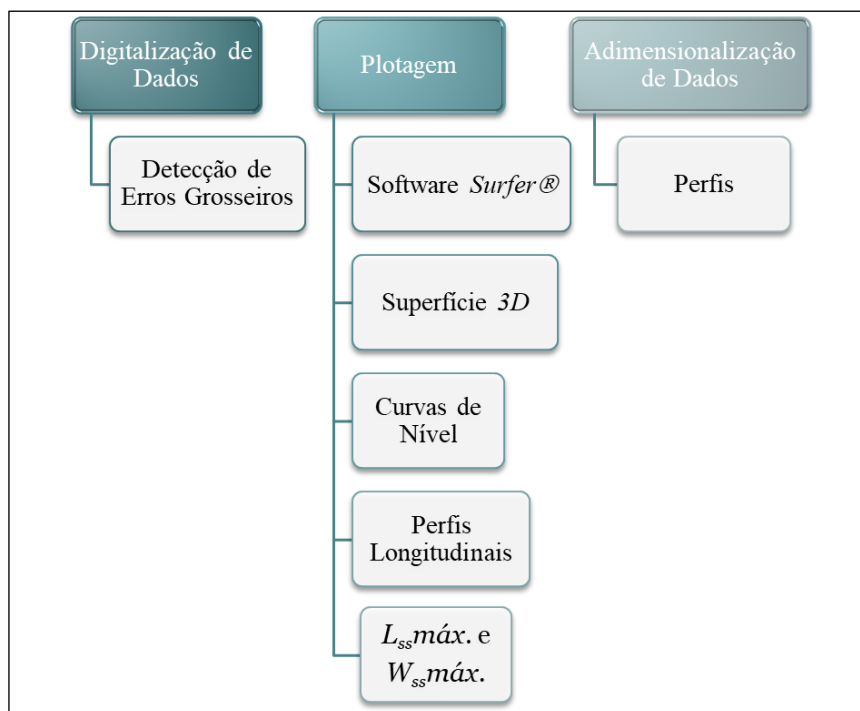


Figura 34 - Organograma esquemático referente aos procedimentos realizados na metodologia analítica.

4.5.1 Consistência de Dados

Os dados extraídos experimentalmente de altura de lâmina de água (H_W) e das batimetrias dos depósitos de sedimentos, ou seja, das coordenadas “x”, “y” e “z”, foram consistidos por meio da análise da ordem de grandeza dos valores obtidos diretamente das leituras realizadas, em milímetros, através da ponta linimétrica e da trena a laser.

Em situações de discrepâncias entre um determinado dado e os demais valores obtidos, realizavam-se comparações entre os valores que lhes antecediam ou sucediam, de maneira a descartar possíveis erros de leitura. Quando o mesmo não fora identificado comparava-se com os resultados de diferentes repetições ou mesmo de vazões próximas ao do ensaio questionado. Ambas as leituras, H_W e “z”, caracterizavam-se pelo acréscimo de valores definidos como “zeros” da escala, os quais permitiam a detecção de valores inconsistentes no processamento de dados, uma vez que, dados inferiores ao “zero” definido não poderiam ocorrer.

Os dados de vazão foram extraídos diretamente dos medidores eletromagnéticos de vazão, quando os mesmos apresentassem erros em suas leituras ou oscilações de valores o ensaio era descartado instantaneamente durante

a coleta de informações, sendo esses equipamentos novamente calibrados antes da continuidade dos ensaios em questão.

4.5.2 Adimensionalização dos Parâmetros Físicos

Como etapa subsequente a aquisição, consistência e processamento dos dados extraídos nos modelos físicos, visa-se a avaliação das características hidrodinâmicas e sedimentológicas atribuídas aos descarregadores de fundo por meio da aplicação de propostas de adimensionalização das principais grandezas físicas envolvidas na remoção de sedimentos.

A técnica de adimensionalização está baseada no Teorema dos “*Pi*” desenvolvido por *Buckingham*, que prevê, inicialmente, a análise dimensional do fenômeno hidráulico em investigação agrupando diversas variáveis independentes em combinações adimensionais determinando quais os grupos adimensionais que influenciam significativamente no fenômeno, predizendo a relação funcional entre eles e a capacidade de remoção de sedimentos via descarga de fundo.

4.5.3 Funções Envoltórias dos Parâmetros Adimensionais

Em seguimento a determinação dos parâmetros adimensionais representativos do fenômeno, nos modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, foram identificadas as envoltórias mínimas e máximas que contornam os dados adimensionalizados dos distintos modelos, e então estimadas as funções limites características.

As funções envoltórias foram desenvolvidas através da utilização do software *CurveExpert*®, responsável por expressar matematicamente os limites a serem aplicados aos adimensionais definidos neste estudo experimental. Os ajustes das funções foram estabelecidos através da inserção do conjunto de dados adimensionalizados (que representavam os limites) e, considerando funções padronizadas estabeleceu-se a melhor correlação entre as equações definidas e o comportamento dos dados analisados.

5 Resultados e Discussões

Neste capítulo serão apresentadas as análises preliminares acerca dos dados experimentais extraídos dos ensaios em laboratório, bem como, a verificação do comportamento e dos principais parâmetros adimensionais obtidos a partir do processamento e análise comparativa entre os três diferentes modelos físicos: Conceitual, Final e Complementar.

As características estruturais dos descarregadores de fundo, os diferentes tipos de materiais utilizados como sedimentos e o comportamento hidrodinâmico do escoamento compõem notadamente os principais parâmetros a serem estudados neste trabalho dos quais conduziu-se a análise crítica e a interpretação dos resultados obtidos durante a realização dessa pesquisa.

5.1 Análise Preliminar: Modelos Físicos Conceitual, Final e Complementar

Os resultados obtidos inicialmente dos ensaios realizados em laboratório nos três modelos físicos Conceitual, Final e Complementar servirão de base na definição de novos parâmetros que generalizem a remoção de sedimentos de fundo dos reservatórios. Desta forma, serão apresentados nesse item a análise preliminar em cada modelo separadamente, de maneira a elucidar as principais diferenças e variáveis envolvidas durante o acionamento dos descarregadores de fundo.

5.1.1 Modelo Conceitual

Considera-se como análise preliminar a verificação das informações extraídas diretamente dos ensaios realizados no modelo físico Conceitual, em duas diferentes campanhas, e em distintas faixas granulométricas de sedimentos. Foram avaliadas as conformações de fundo obtidas estabelecendo critérios comparativos entre as seguintes características estruturais e hidrodinâmicas do escoamento:

- i) Primeira campanha: foram consideradas as vazões de ensaio e os diâmetros dos descarregadores de fundo semelhantes, e suas respectivas respostas de conformação de fundo para os diferentes materiais simulados;
- ii) Segunda campanha: foram avaliadas as conformações de fundo obtidas para uma mesma faixa granulométrica, tipo de material sedimentar e

diâmetro da estrutura de remoção (D_i), considerando vazões distintas de operação dos descarregadores de fundo.

Ao analisarmos o comportamento entre as conformações de fundo obtidas para a vazão de 1,90l/s e diâmetro interno do descarregador (D_i) de 28mm, para a mesma condição de arranjo "1A", observa-se a discrepância entre as cotas mínimas das batimetrias e os comprimentos máximos ($L_{SS}^{máx.}$) atingidos pela fossa de remoção após o acionamento das comportas dos descarregadores de fundo. Pela Figura 35 pode-se verificar o comportamento da areia, do carvão CATA 616 e da borracha processada demonstrando a influência das diferenças de densidade das partículas e tamanhos de grão na formação da cava. Na figura CT indica o centro do descarregador de fundo.

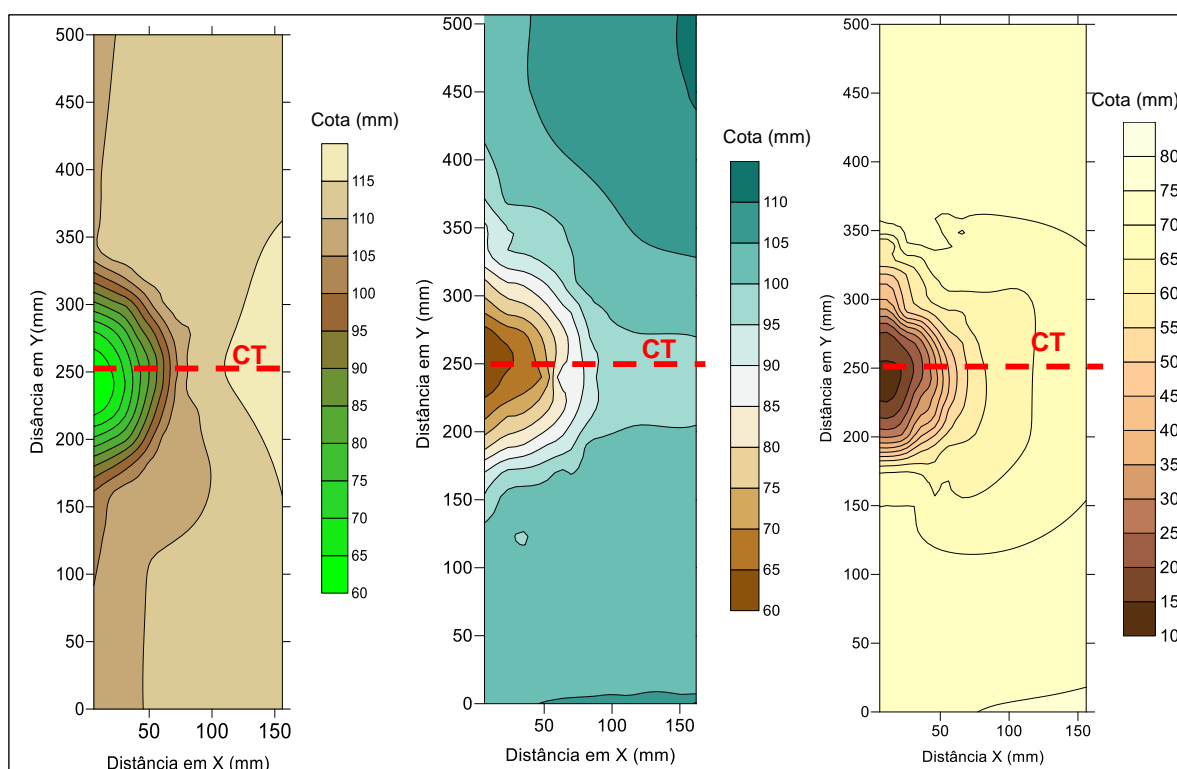


Figura 35 - Comparativo entre as curvas de nível, $Q = 1,90\text{l/s}$, situação "1A", Areia, Carvão e Borracha, respectivamente.

Os comprimentos máximos ($L_{SS}^{máx.}$) obtidos durante a remoção de sedimentos foram superiores nos ensaios realizados em borracha processada, seguidos dos ensaios em carvão CATA 616. Quando comparadas as conformações de fundo em areia, borracha e carvão evidenciaram-se as diferenças significativas entre as densidades dos materiais simulados. Desta forma, o menor alcance gerado pela influência do descarregador de fundo foi expresso em areia, material de maior

densidade de partículas ($d= 2,61\text{g/cm}^3$), seguidos pelo carvão ($d= 1,77\text{g/cm}^3$) e a borracha ($d= 1,08\text{g/cm}^3$).

Analisando as profundidades máximas ($Z_{m\acute{a}x.}$), estabelecidas entre as variações de cotas mínimas e máxima das fossas de remoção, verifica-se a $Z_{m\acute{a}x.}$ de 60mm somente para as fossas geradas nos ensaios em carvão e areia, de densidades relativamente próximas entre si. As maiores profundidades foram apresentadas nas conformações de fundo em borracha com maiores discrepâncias entre as curvas de nível máximas e mínimas de todos os ensaios realizados na referida vazão de 1,90l/s.

Foi identificada nos ensaios em diferentes materiais uma simetria considerável entre as margens do modelo Conceitual e o centro do descarregador de fundo, determinando uma remoção uniforme de sedimentos pela hidrodinâmica do escoamento. O comportamento mais próximo à geometria de um semicírculo foi o apresentado pela fossa formada em areia, possivelmente justificada pela interferência gerada do formato da partícula, próximo à relação de uma esfera (Figura 35). Os demais ensaios referentes a primeira campanha “A” para diferentes vazões, materiais e aberturas de descarregadores de fundo encontram-se disponíveis no Apêndice B.

Considerando os mesmos parâmetros de análise constantes (Q e D_i) as conformações de fundo extraídas dos ensaios realizados em areia, carvão CATA 616, carvão Cardiff e borracha processada da segunda campanha no modelo físico Conceitual, condição de arranjo “1B”, tornou-se possível a visualização das semelhanças das fossas geradas quando reduzidas as interferências da massa específica do material, ou seja, para as partículas de maior densidade foram consideradas somente as partículas de menor diâmetro.

Quando são avaliadas as conformações do material de fundo na vazão de 1,90l/s (Figura 36) pode-se constatar um alcance máximo de remoção ($L_{ssm\acute{a}x.}$) semelhante nos 4 (quatro) diferentes materiais, próximos aos 100mm de comprimento, diferentemente do ocorrido na primeira campanha, onde as faixas de remoção das partículas variavam de acordo com o tipo de material. As semelhanças entre os $L_{ssm\acute{a}x.}$ justificam-se devido a reduções consideráveis no diâmetro médio das partículas de maior densidade, areia e carvão CATA, aproximando as relações de capacidade de transporte dos grãos, através da mesma velocidade do

escoamento, e as diferenças existentes entre o peso específico dos materiais utilizados, conforme as características descritas na Figura 36.

As simetrias apresentadas nos ensaios da segunda campanha demonstraram que a influência gerada pelo descarregador de fundo foi uniformizada através das relações de massa específica, principalmente entre os resultados batimétricos do carvão CATA ($d= 1,77\text{g/cm}^3$) e Cardiff ($d= 1,44\text{g/cm}^3$), os quais apresentaram um $Z_{m\acute{a}x.}$ de, aproximadamente, 70mm mesmo detendo diferentes densidades entre as partículas.

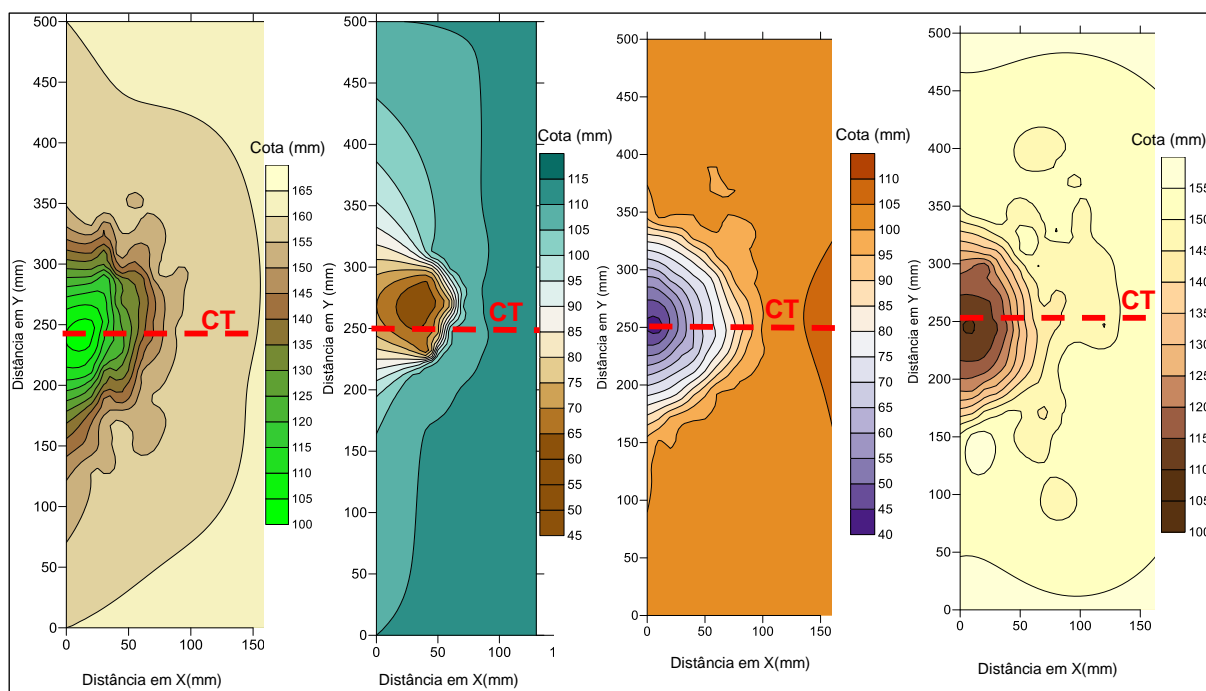


Figura 36 - Comparativo entre as curvas de nível, $Q = 1,90\text{l/s}$, situação "1B", Areia, Carvão CATA, Carvão Cardiff e Borracha, respectivamente.

Outro aspecto relevante, identificado nas batimetrias da areia e borracha processada, foram os valores obtidos de cotas máxima e mínima extraídas dos ensaios em laboratório que se mostraram muito próximas entre si não apresentando coerência com as relações de massa específica desses materiais, sendo a borracha o material de menor densidade ($d= 1,08\text{g/cm}^3$) esperava-se as maiores variações de cota, resultado não definido deste ensaio (Figura 36).

Desta forma, pode-se concluir que a interferência das diferenças de massa específica foi parcialmente reduzida através das relações estabelecidas entre o tamanho das partículas e a densidade dos materiais, evidenciando assim, a utilização de relações de escalas diretas entre o grão do protótipo e do modelo a ser representado. As conformações de fundo obtidas na realização da segunda

campanha de ensaios no modelo físico Conceitual, em areia, carvão CATA e Cardiff, além de borracha em suas diferentes vazões estão disponíveis no Apêndice C.

Ao restringir a análise dos resultados somente a fossas de remoção de mesmo material, granulometria e densidade de partículas, torna-se possível a verificação da influência do escoamento no transporte efetivo das partículas próximas a descarga de fundo. Esta condição atribuída a um D_i constante somente foi identificada nos ensaios referentes a segunda campanha, condição “1B” (Figura 37).

Na Figura 37 são representadas as batimetrias de fundo dos ensaios realizados em carvão CATA, nas vazões de 0,90 e 1,90l/s, e onde ocorreram alterações significativas do material sedimentar removido por meio do aumento da velocidade do escoamento. A variação máxima entre as cotas- máxima e mínima dos cones de remoção ($Z_{máx.}$) foi alcançada na maior vazão ensaiada (1,90l/s) responsável por gerar, conseqüentemente, o maior alcance da remoção de sedimentos quando comparadas as curvas de nível obtidas para a vazão de 0,90l/s.

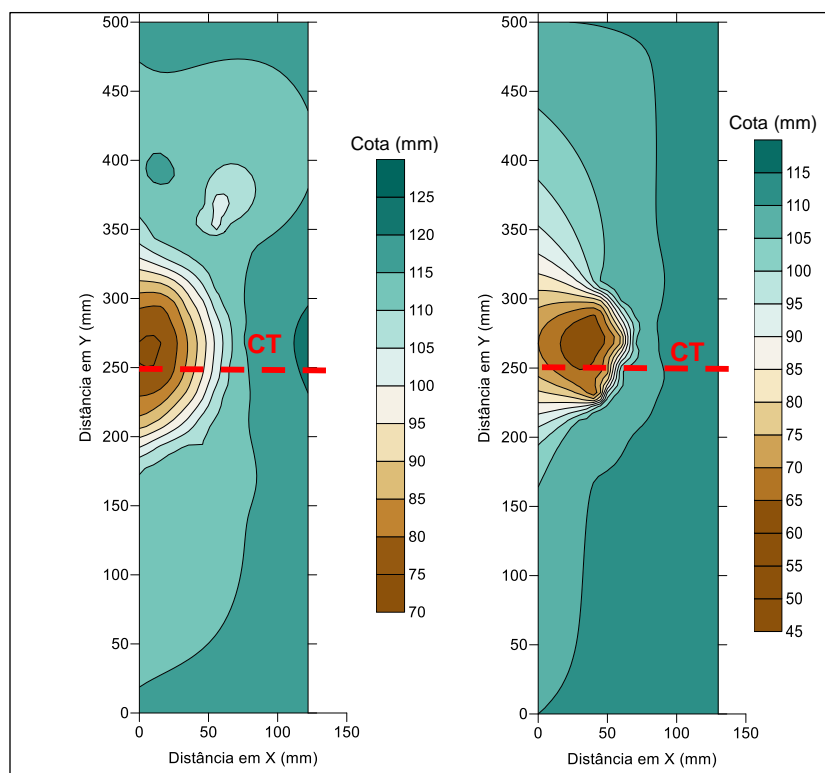


Figura 37 - Comparativo entre as curvas de nível, carvão CATA, condição de ensaio “1B”, vazões de 0,90 e 1,90l/s, respectivamente.

Ambas as cavas de remoção apresentaram uma distribuição uniforme em relação ao centro do modelo físico Conceitual e o centro dos descarregadores de

fundo (CT), uma vez que área de atuação do orifício baseia-se nos 28mm de diâmetro do mesmo.

Em conformidade as batimetrias das fossas de remoção foram elaborados os perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Conceitual, de ambas as campanhas, de arranjos distintos, e para todos os materiais estudados. Como informações preliminares dos alcances máximos ($L_{SS} máx.$) e das variações de cotas proporcionadas pela estrutura dos descarregadores no fundo do barramento tornou-se possível visualizar os parâmetros dimensionais característicos de cada vazão e de cada tipo de sedimento utilizado.

Os perfis longitudinais referentes às conformações de fundo em areia, carvão CATA e borracha processada (primeira campanha de ensaios- condição "A") são expressos na Figura 38, onde foram identificadas semelhanças entre as formas dos perfis de areia e carvão CATA e as cotas mínimas ("h"), próximas aos 6cm. O comportamento dos perfis em borracha para a vazão de 4,20l/s assemelharam-se aos demais materiais, não sendo viável a comparação entre vazões inferiores a esse valor, uma vez que os níveis iniciais de referência, ou seja, as cotas máximas antecedentes ao acionamento dos descarregadores de fundo adotadas, não foram iguais aos demais ensaios realizados.

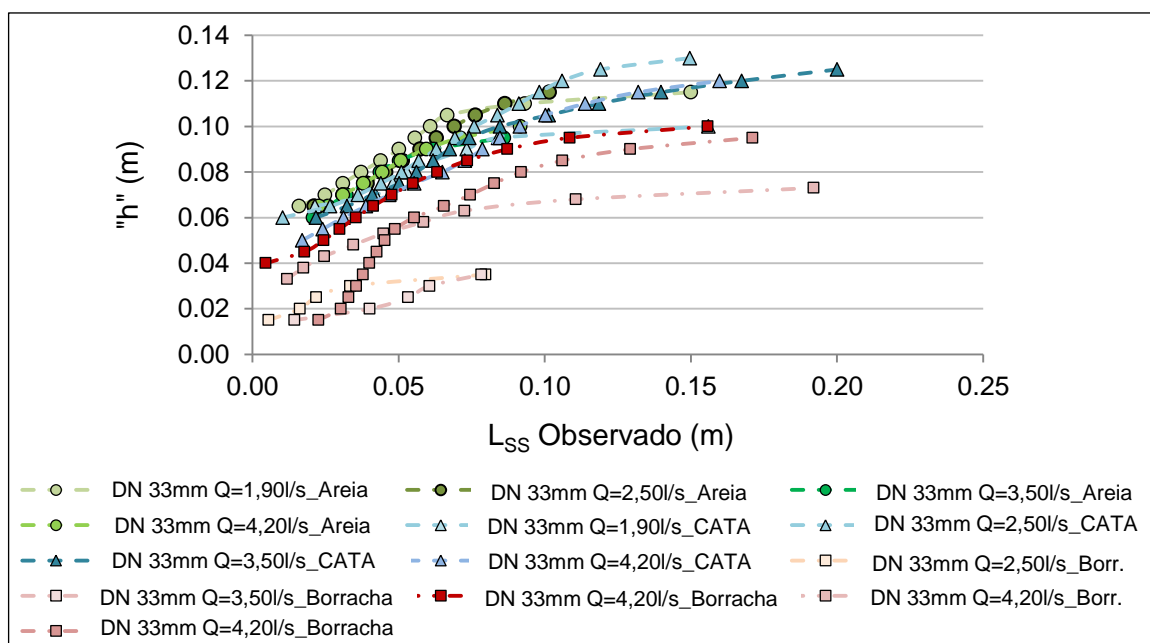


Figura 38 - Perfis longitudinais das fossas obtidas na primeira campanha- condição "A", em areia, carvão CATA e borracha processada, modelo físico Conceitual.

As cotas iniciais dos sedimentos (H_S) em relação a geratriz inferior dos orifícios não foram constantes durante a realização dos ensaios referentes a

1ª campanha do modelo físico Conceitual, na tentativa de verificar todas as possíveis influências da altura de sedimentos sob as cotas da geratriz superior e inferior da estrutura dos descarregadores de fundo. Tendo sido constatado visualmente que mesmo abaixo da geratriz inferior do tubo os depósitos de sedimentos são removidos após o acionamento das estruturas de remoção.

A Figura 39 denota as relações definidas entre as cotas (" h ") e os comprimentos L_{SS} observados nas fossas de remoção referentes aos ensaios da segunda campanha do modelo físico Conceitual. Os comprimentos máximos ($L_{SS\text{máx.}}$) gerados em todas as fossas delimitadas neste estudo foram de aproximadamente, 10cm, evidenciando a importância de associação das características dos sedimentos no processo de remoção de sedimentos, visto que neste seguimento de ensaios foram reduzidos os tamanhos de grão em função de suas respectivas massas específicas.

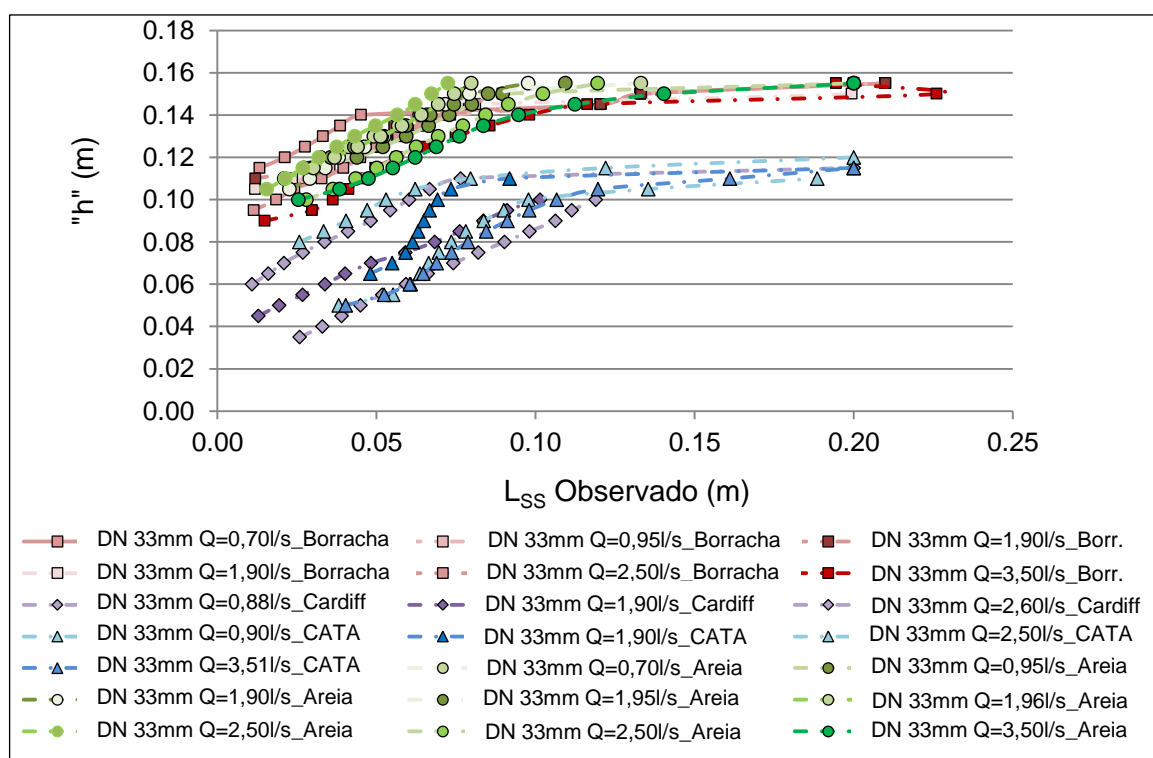


Figura 39 - Perfis longitudinais das fossas obtidas na segunda campanha- condição "B", em areia, carvão CATA, Cardiff e borracha processada, modelo físico Conceitual.

Os resultados obtidos entre ambos os carvões, CATA e Cardiff, demonstraram um desempenho semelhante do alcance de remoção de sedimentos pelos descarregadores de fundo, em diâmetros de partículas e densidades distintas. As relações definidas entre as características da borracha e da areia detiveram em si maior similaridade do que quando comparadas ao carvão CATA e Cardiff, e

portando valores próximos entre os $L_{ss}máx.$ e as cotas máximas e mínimas desses materiais (Figura 39). As referências de níveis iniciais (H_s) de sedimentos adotados não foram iguais a todos os materiais, permitindo assim, somente comparações entre os perfis de mesmas cotas máximas.

5.1.2 Modelo Final

Os estudos realizados no modelo físico Final foram direcionados a compreensão do fenômeno da remoção de sedimento por meio da realização de ensaios com diferentes diâmetros dos descarregadores de fundo. Considerando-se os diâmetros nominais (DNs) de 33, 50, 75 e 100mm para as estruturas hidráulicas de descarga de sedimentos, o material sedimentar utilizado foi grânulos de borracha processada com diâmetro médio ($d_{50\%}$) de, aproximadamente, 1,18mm.

Em análise preliminar serão averiguadas as conformações de fundo considerando como critérios de semelhança estrutural o diâmetro (D_i) das estruturas de remoção em diferentes vazões de ensaio. Além disso, espera-se verificar o registro da influência das vazões (Q) nas curvas de nível e nos perfis longitudinais gerados pela descarga de fundo.

Avaliando as curvas de nível dos ensaios realizados no modelo físico Final, com descarregador de fundo no diâmetro de 75mm observou-se alterações significativas no comprimento máximo da fossa de remoção em relação ao aumento da vazão. Os maiores $L_{ss}máx.$ foram expressos pelas maiores forças de arraste do escoamento, essas atreladas, conseqüentemente, as maiores velocidades do fluxo. Não foram identificadas nessas conformações as maiores variações de cota “ h ” (Figura 40).

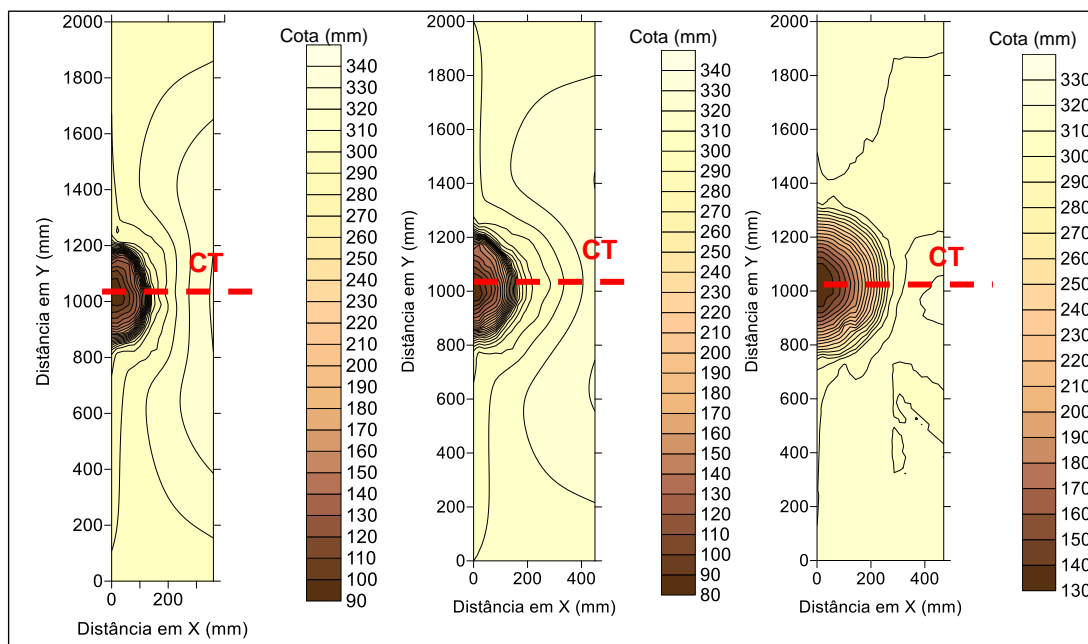


Figura 40 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 6,00; 6,48; e 6,96l/s, respectivamente.

Considerando as superfícies geradas no leito do reservatório do modelo físico após o acionamento dos descarregadores de fundo nos diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm foram representados os perfis longitudinais na Figura 41.

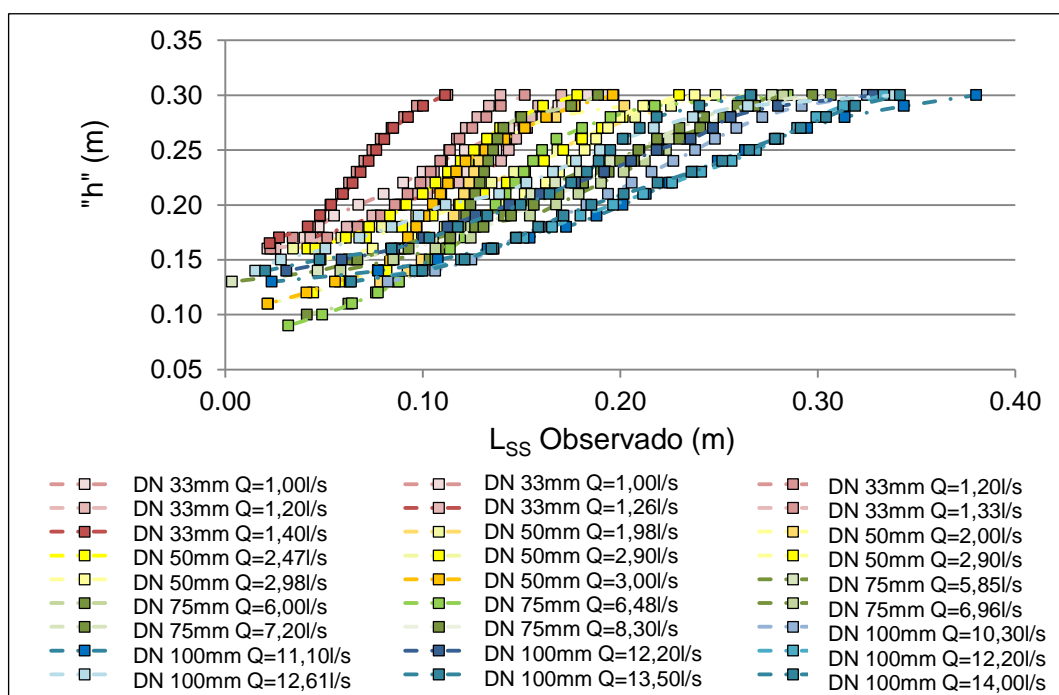


Figura 41 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Final, DN's de 33, 50, 75 e 100mm, em borracha processada.

Quando são avaliados separadamente os perfis em relação aos DN's adotados observa-se um formato de fossa semelhante entre os diferentes diâmetros e vazões.

As maiores profundidades de remoção ($Z_{m\acute{a}x.}$) foram definidas pelos diâmetros 50 e 75mm, conforme Figura 42 (b) e (c), enquanto que os maiores comprimentos de fossa foram atribuídos ao maior diâmetro nominal de 100mm (Figura 42d). De acordo com o comportamento estabelecido entre os perfis longitudinais da mesma estrutura, pode-se observar que existe uma relação diretamente proporcional entre o aumento da vazão e o alcance de remoção da estrutura, ou seja, quanto maior a Q maior o $L_{SS}m\acute{a}x.$ atingido pelo perfil, este comportamento foi constatado nos 4 (quatro) diâmetros definidos a descarga de sedimentos.

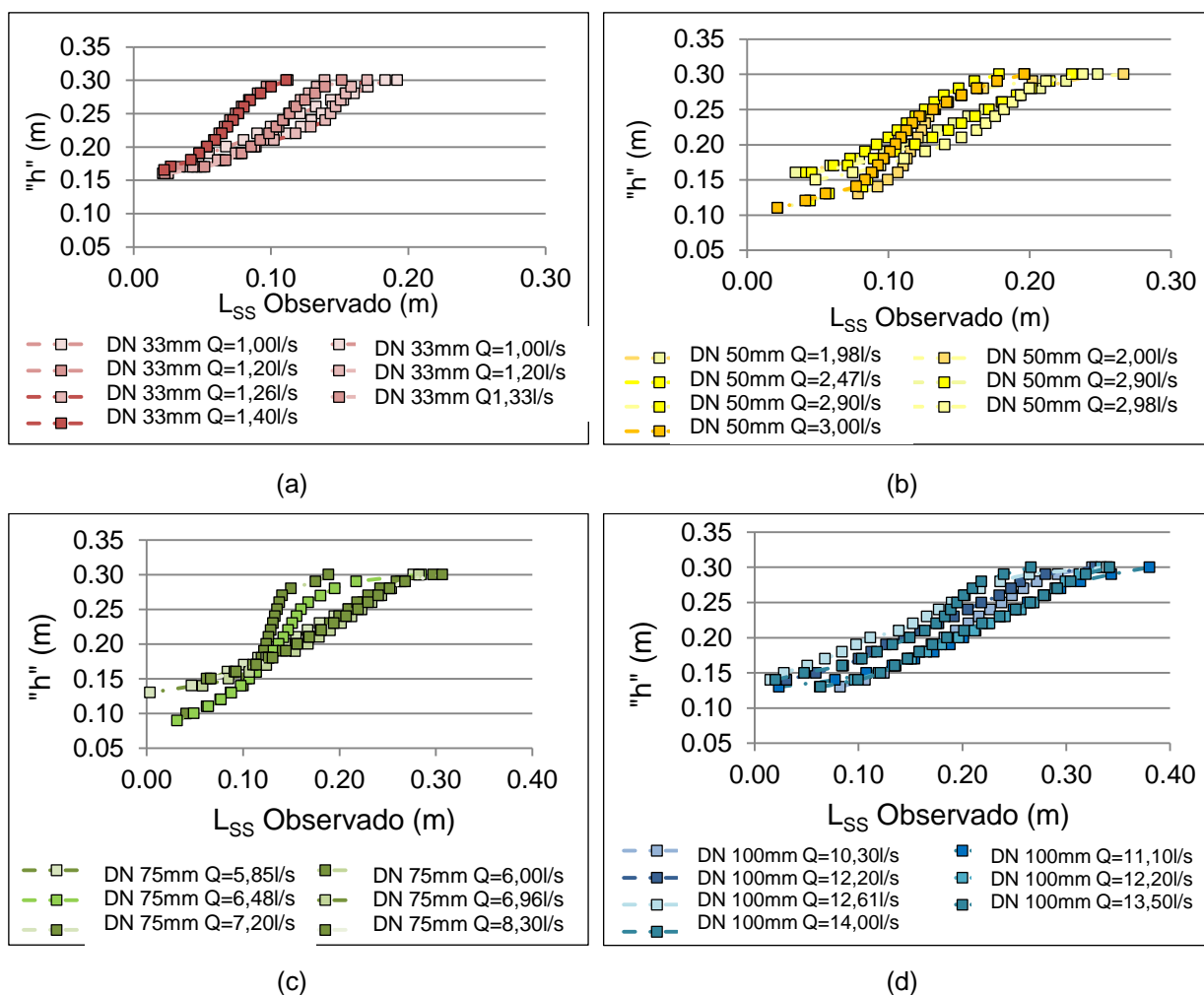


Figura 42 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Final, em borracha processada, DN: 33mm(a); DN 50mm(b); DN: 75mm(c), e DN:100 mm(d).

A menor eficiência de remoção foi atribuída ao menor diâmetro do descarregador de fundo, sendo essa representada pelo DN de 33mm (Figura 42a), onde mesmo apresentando um $L_{SS}m\acute{a}x.$ próximo as demais estruturas obteve-se a menor profundidade de remoção, em cotas de, aproximadamente, 15cm.

5.1.3 Modelo Complementar

Diferentemente dos ensaios apresentados anteriormente, onde as variações propostas limitavam-se as características dos materiais sedimentares utilizados e aos diâmetros da estrutura de remoção, os ensaios realizados no modelo físico Complementar abordam não somente alterações dos diâmetros dos condutos da descarga de fundo, mas também aumentos consideráveis de carga hidráulica sob a saída dos orifícios dos descarregadores de fundo. As cargas hidráulicas variaram de 0,35 a 0,90m, para os diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm.

Desta forma, a verificação preliminar das conformações de fundo visa identificar os principais critérios de alteração das fossas de remoção obtidas quando alteradas as cargas hidráulicas de montante. Assim, foram avaliadas as curvas de nível para as seguintes condições:

- i) Vazões de ensaio (Q) e diâmetros da estrutura (D_i) dos descarregadores de fundo distintos;
- ii) Altura de lâmina d'água constante para os diferentes diâmetros analisados.

Além da análise das conformações de fundo pelos critérios citados, serão apresentados os perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Complementar, com o objetivo de determinar o comportamento da remoção de sedimentos em relação ao aumento de vazão ensaiada.

A Figura 43 expressa as curvas de nível referentes aos ensaios realizados em descarregadores de fundo com os DN's de 33, 50, 75 e 100mm, para as vazões de 1,67; 4,12; 9,96 e 18,33l/s atribuídas a altura de lâmina d' água de 0,75m. A maior eficiência de remoção de sedimentos foi observada através da maior vazão de ensaio para o DN de 100mm, pois apresentou o maior comprimento de fossa, de aproximadamente, 40cm atribuído a maior profundidade do cone de remoção, cerca de 90mm quando comparado aos demais diâmetros e vazões ensaiados. No Apêndice E, estão disponibilizadas as batimetrias referentes a todos os resultados obtidos nos DN's de 33, 50, 75 e 100mm.

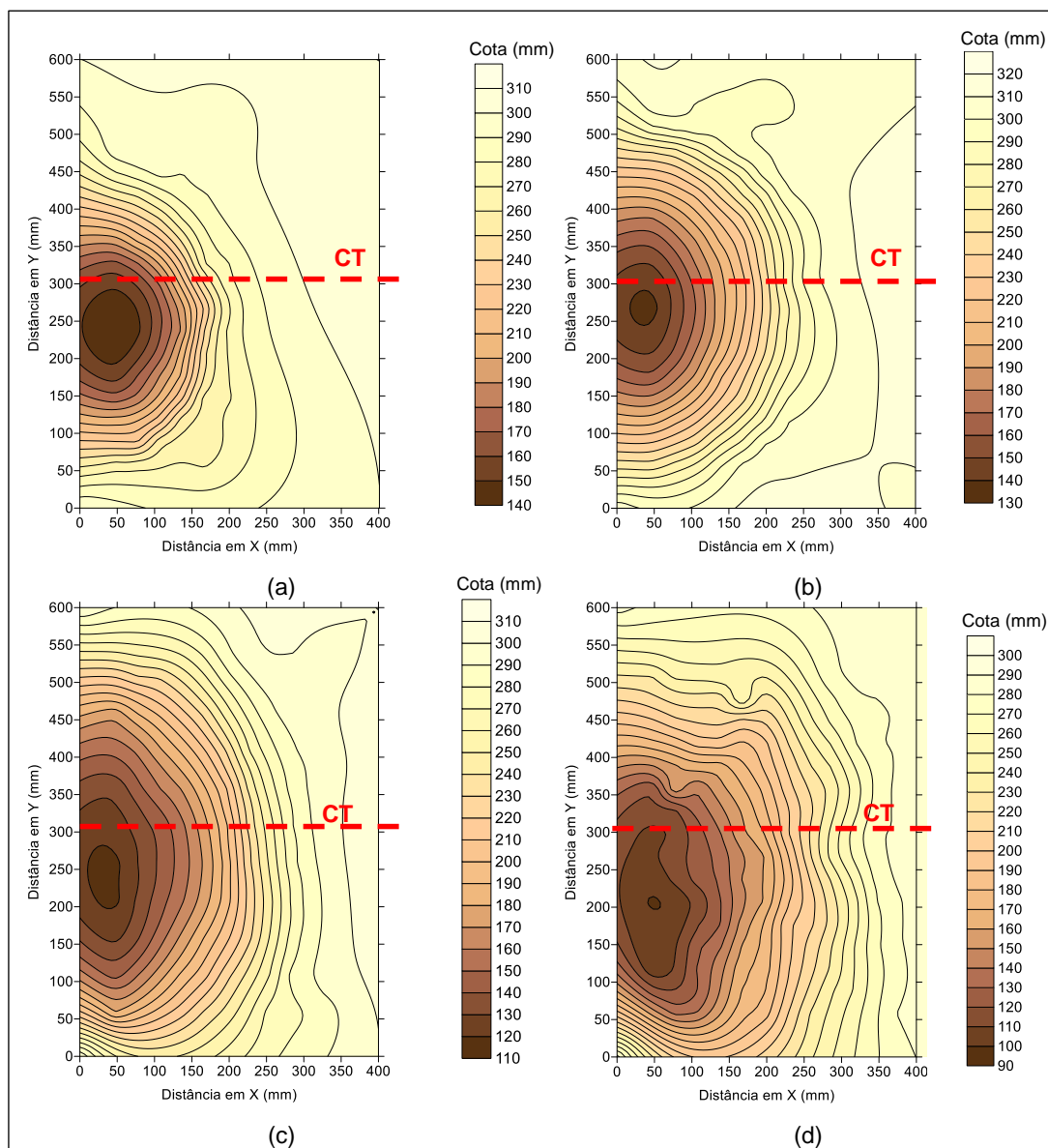


Figura 43 - Comparativo entre as curvas de nível, modelo complementar: DN: 33mm, Q = 1,67l/s (a); DN: 50mm, Q= 4,12l/s (b); DN: 75mm, Q= 9,96l/s (c) e; DN: 100mm, Q= 18,33l/s (d), respectivamente.

Os resultados expressos na Figura 43 exemplificam a resposta do depósito de sedimentos ao acionamento dos descarregadores de fundo, e conseqüentemente, ao aumento do diâmetro destas estruturas, responsáveis por favorecer o aumento da eficiência do processo de remoção de sedimentos. Além disso, pode-se verificar um deslocamento considerável do centro da fossa de remoção em relação ao centro do descarregador de fundo em cerca de 5cm para a margem direita do canal. Na tentativa de justificar as diferenças de simetria dos cones de remoção foram avaliadas as velocidades de aproximação do escoamento, as quais não diferenciaram-se em ordem de grandeza das definidas no modelo físico Final para os mesmos diâmetros considerados no modelo físico complementar, as linhas de

fluxo próximas ao orifício do descarregador de fundo, a inclinação longitudinal do canal, e a disposição transversal da descarga de fundo, porém não constaram-se distinções que explicassem as distribuições transversais das curvas de nível encontradas.

De acordo com as fossas de remoção definiram-se os perfis longitudinais a partir do centro dos descarregadores de fundo para todos os diâmetros e ensaios realizados no modelo físico Complementar em DN 33, 50, 75 e 100mm (Figura 44). Os perfis obtidos expressam mesmo comportamento em relação à declividade das fossas de remoção geradas, independentemente do diâmetro analisado. Quando verificada a influência das diferentes vazões observa-se a semelhança entre os comprimentos máximos ($L_{SS} máx.$) atingidos através dos descarregadores de fundo os quais em geral não apresentaram variações superiores a 0,20 e 0,25m de extensão.

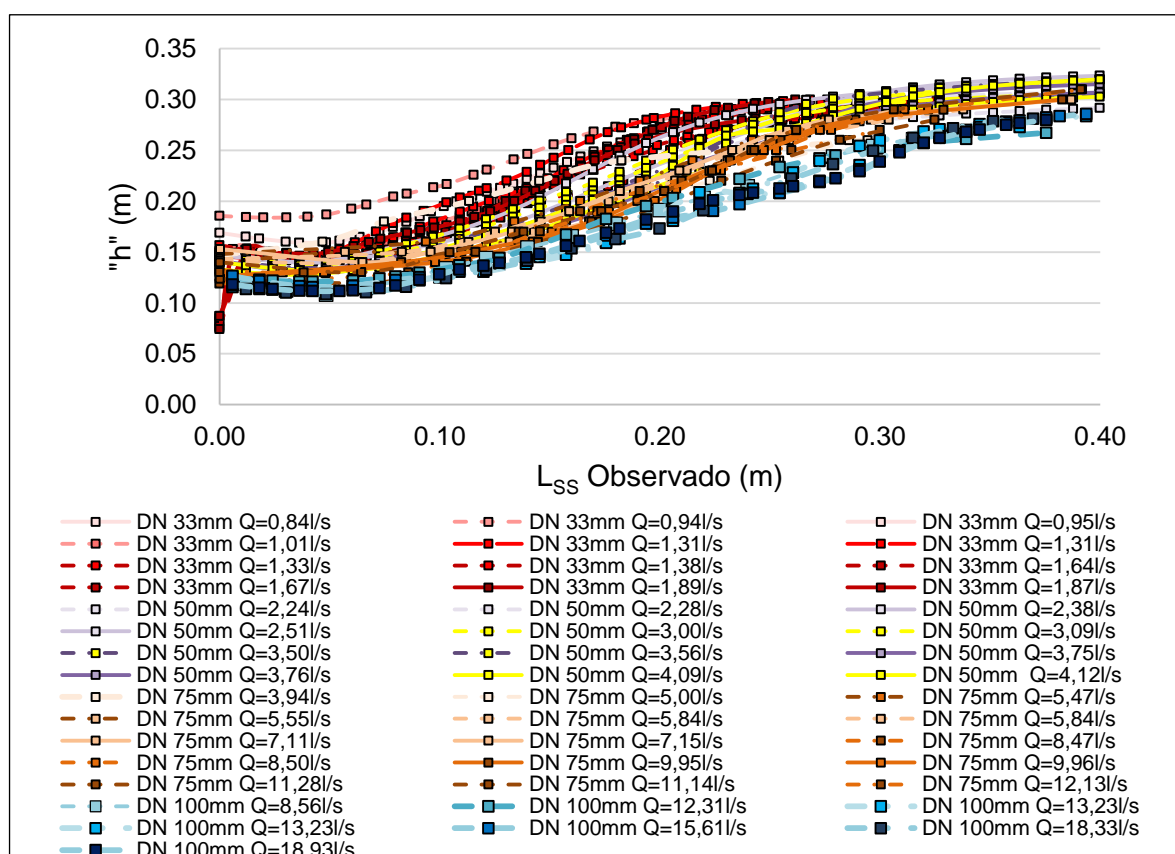


Figura 44 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Complementar, DNs de 33, 50, 75 e 100mm, em borracha processada.

Os perfis relativos aos representam os descarregadores de fundo nos diâmetros de 33 e 50mm (Figura 45a e Figura 45b) apresentaram as mesmas profundidades de $Z_{máx.}$ e os comprimentos máximos de remoção de, aproximadamente, 0,15m e 0,20m. Considerando as respostas de ambos os orifícios

e o aumento expressivo da vazão de saída para o diâmetro de 50mm, pode-se constatar que a utilização de descarregadores de fundo em DN 33mm torna-se mais eficiente no processo de remoção de sedimentos, uma vez que demandariam uma perda menor do volume de água armazenado pelo reservatório.

Para os diâmetros de 75 e 100mm (Figura 45c e Figura 45d), foram observados os maiores alcances de remoção de sedimentos ($L_{ss,máx.}$), sem terem sido registrados aumentos significativos na profundidade máxima atingida pelos perfis em questão. As menores diferenças de forma entre os perfis encontrados durante os acréscimos de vazões ensaiadas foram registradas nesses diâmetros, onde há proximidade da conformação de fundo entre os perfis para distintas vazões.

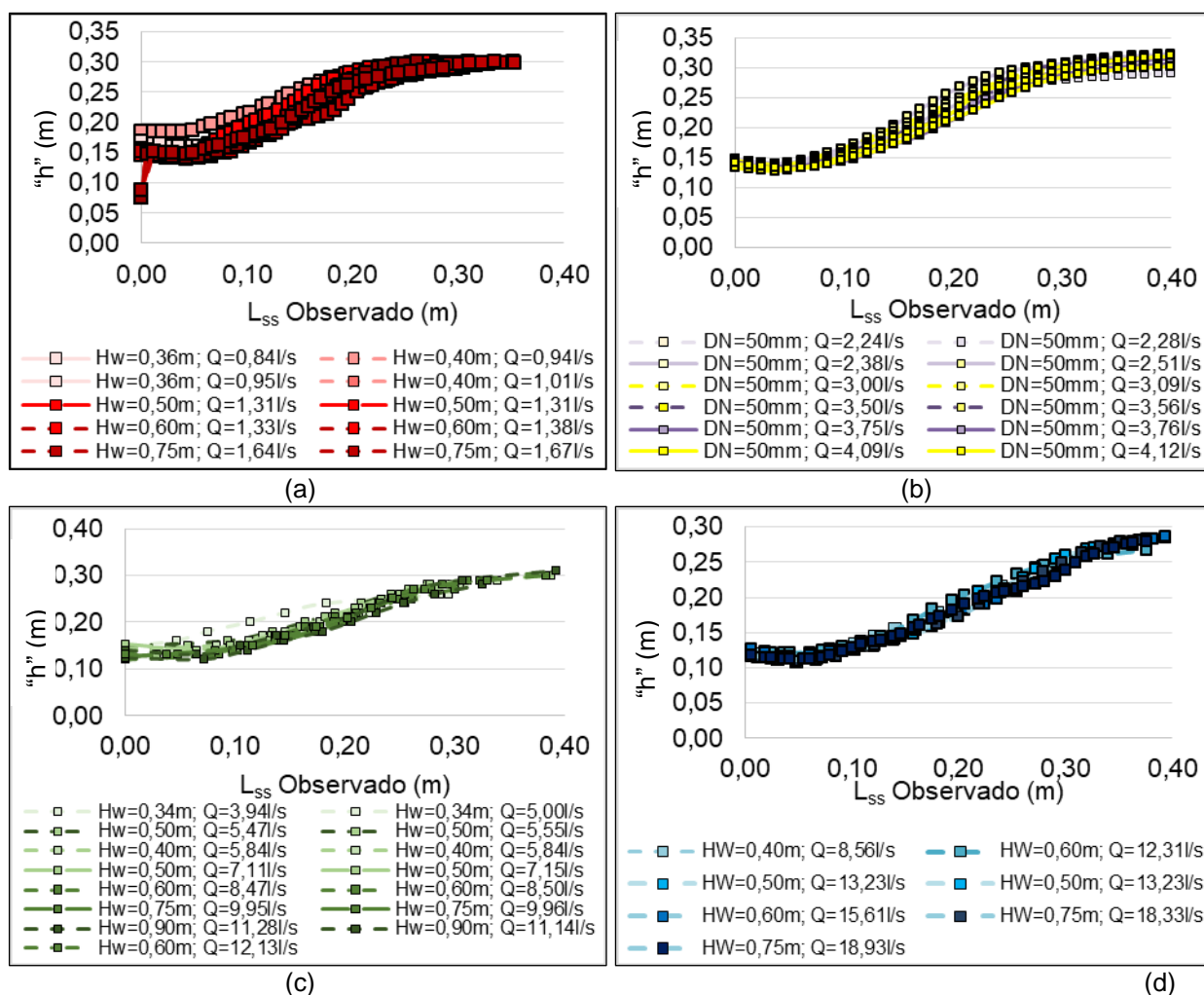


Figura 45 - Perfis longitudinais dos ensaios realizados no modelo físico Complementar, em borracha processada, DN: 33mm(a); DN 50mm(b); DN: 75mm(c), e DN: 100mm(d).

Em geral, os perfis identificados no modelo Complementar demonstraram comportamentos semelhantes, pois identificam a influência do aumento de vazões e, consequentemente, o aumento do volume de material removido após o acionamento dos descarregadores de fundo. Porém, quando comparadas alturas de carga

hidráulicas iguais, observa-se um comportamento distinto entre os diâmetros analisados, sendo comprovada uma maior eficiência atribuída aos maiores diâmetros das estruturas de remoção de sedimentos.

5.2 Análise do Comprimento Máximo de Remoção de Sedimentos- $L_{SS\text{máx}}$.

Inicialmente foram verificados os comportamentos entre os comprimentos máximos observados em laboratório, nos modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, e as estimativas desses definidos por meio dos equacionamentos de Meshkati et al. (2010a), Meshkati et. al, (2010) apud Emamgholizadeh (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), disponíveis em literatura (Figura 46).

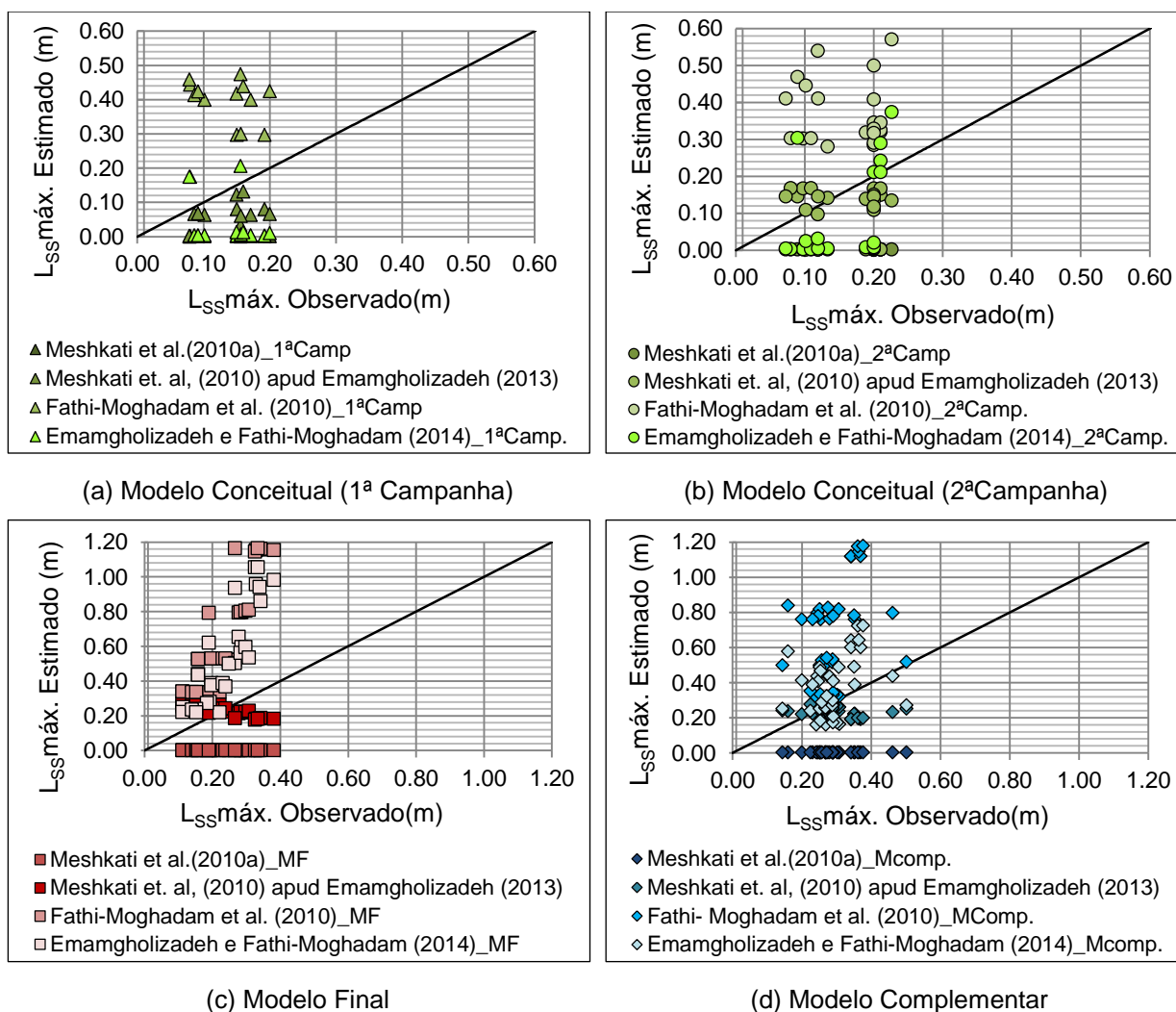


Figura 46 - Comparativo entre os comprimentos máximos observados nos modelos físicos Final, Conceitual (1ª e 2ª campanhas) e Complementar, e os comprimentos máximos estimados por diferentes autores.

Considerando como análise preliminar as relações diretas entre os comprimentos máximos estimados e os observados pode-se verificar que as equações definidas pelos diferentes autores não representaram o comportamento efetivo do alcance máximo de remoção nos modelos físicos em estudo, pois não identificam o crescimento das fossas obtidas, as variações de diâmetro do modelo utilizado (Figura 46).

Desta forma, com o objetivo de desenvolver novos parâmetros adimensionais representativos ao fenômeno de remoção de sedimentos, a partir das condições de ensaio dos modelos físicos Conceitual (1ª e 2ª campanhas), Final e Complementar, foram realizadas avaliações prévias das principais variáveis que caracterizam o escoamento.

E, em acordo com estudos bibliográficos e indicações de Madadi et al. (2016), os quais relacionam a profundidade máxima do cone ($Z_{máx.}$) com o diâmetro da estrutura dos descarregadores de fundo, inicialmente foram avaliados o comportamento do alcance máximo de remoção ($L_{ss} máx. Observado$) em relação as vazões de ensaio (Figura 47a), bem como, as relações definidas como proposta inicial entre os adimensionais $L_{ss} máx./D$, e o número de Froude no conduto do descarregador de fundo, determinado através da Equação 61 (Figura 47b).

$$Fr_{outlet} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (61)$$

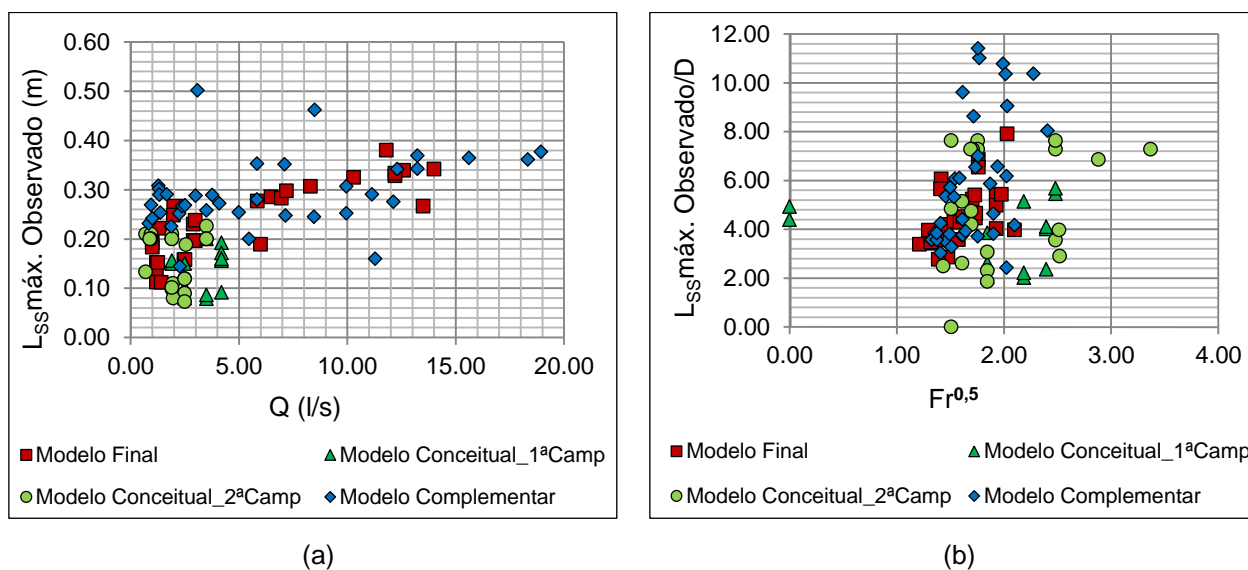


Figura 47 - Comparativo entre as principais variáveis consideradas nos ensaios dos modelos físicos Final, Conceitual- 1ª e 2ª campanha- e Complementar, considerando a vazão em l/s (a); e o número de Froude (b).

A partir da análise de dados, verificou-se que o alcance máximo da remoção de sedimentos não está diretamente relacionado à vazão de saída dos descarregadores de fundo (Figura 47a), pois para uma mesma vazão obtêm-se diferentes comprimentos máximos do cone de remoção, principalmente quando avaliados os resultados expressos pelo modelo físico Conceitual em sua 1ª e 2ª campanhas. A relação entre as adimensionalizações do $L_{ss}^{máx. Observado}$ pelo diâmetro e número de Froude (Figura 47b) apresentou um maior agrupamento das informações obtidas em escala de modelo, evidenciando desta maneira, que o parâmetro adimensional Froude (Fr_{Outlet}) deve ser considerado como característica importante na representatividade do processo de remoção de materiais depositados em reservatórios.

Para avaliar a evolução efetiva do cone de remoção de sedimentos optou-se pela utilização do perfil completo da superfície gerada ao fundo dos depósitos formados, e assim, relacionar o comprimento observado de cada curva de nível estabelecida após a conformação de fundo com o diâmetro das estruturas e o número de Froude do escoamento envolvido.

Na Figura 48 pode-se observar o comportamento dos resultados expressos pelas adimensionalizações propostas somente aos dados obtidos na campanha de ensaios do modelo físico Final, em partículas de borracha. Através da inserção do número de Froude é que ocorreram agrupamentos significativos entre as relações de profundidade (H_S), estabelecidas através da diferença entre a cota máxima do depósito de sedimentos e a cota da geratriz inferior do tubo ou descarregador de fundo, e o $L_{ss}^{Observado}$ pelo diâmetro das estruturas de remoção.

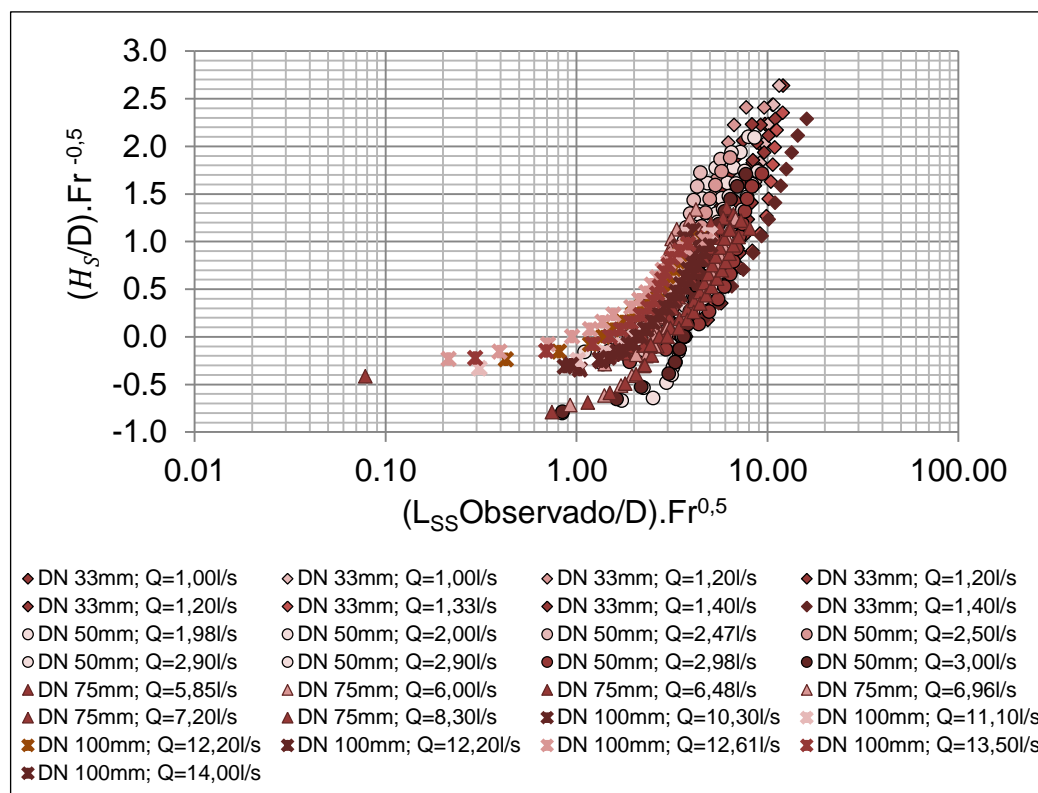


Figura 48 - Proposta inicial de adimensional aos dados do modelo físico Final, DNS de 33, 50, 75 e 100mm, em partículas de borracha processada.

As adimensionalizações apresentadas na Figura 48 aproximam as diferenças proporcionadas pelas variações de tamanho das estruturas de remoção. O mesmo comportamento não foi identificado para os resultados extraídos através dos perfis extraídos nos ensaios realizados na 1ª e 2ª campanhas do modelo físico Conceitual (Figura 49a e Figura 49b).

A dispersão encontrada possivelmente justifica-se pelas diferenças existentes entre as características das partículas utilizadas nos ensaios, densidade e tamanho de grão. Outro aspecto relevante é que ambas as campanhas do modelo físico Conceitual foram realizadas considerando somente um único diâmetro a estrutura de remoção, não sendo neste caso o diâmetro D uma variável de agrupamento relevante.

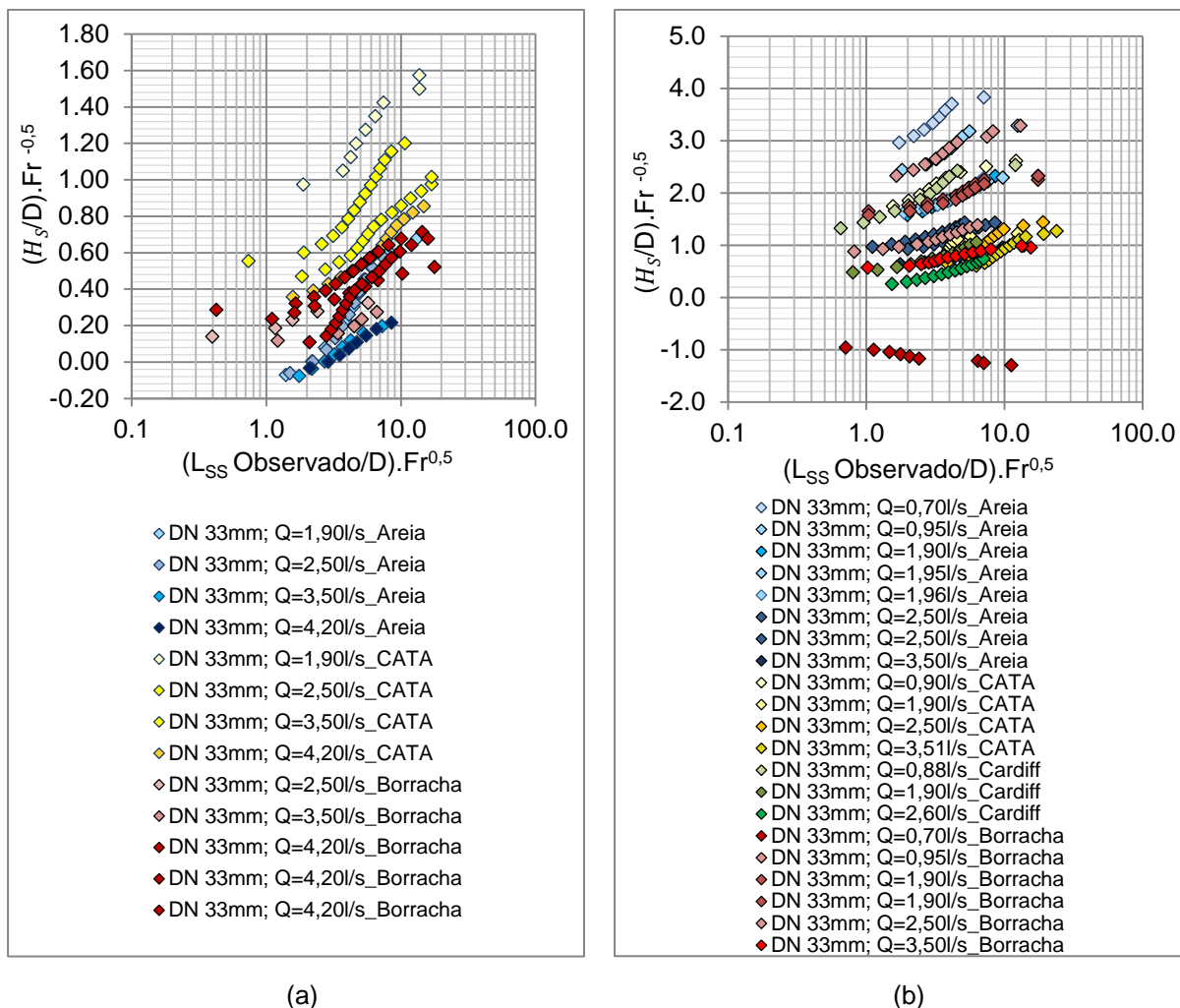


Figura 49 - Proposta inicial de adimensional, modelo físico Conceitual em DN 33 mm: 1ª Campanha- areia carvão CATA e borracha processada (a); 2ª Campanha- areia, carvão CATA e Cardiff, e borracha processada (b).

Acrescenta-se, ainda, que as diferenças verificadas ocorreram devido às alterações do tamanho de partícula adotada em cada campanha. Na segunda campanha (Figura 49b), foram realizadas reduções de diâmetro das partículas considerando a relação entre o diâmetro médio do grão e a massa específica do material, enquanto que, na primeira campanha foram avaliadas faixas de granulometria, independentemente das características dos sedimentos utilizados.

As adimensionalizações inicialmente propostas foram aplicadas também aos dados referentes ao modelo físico Complementar (Figura 50) apresentando uma boa aproximação entre os perfis adimensionalizados, obtidos através de aumentos significativos de carga hidráulica sobre as estruturas de remoção e para os mesmos diâmetros verificados no modelo físico Final.

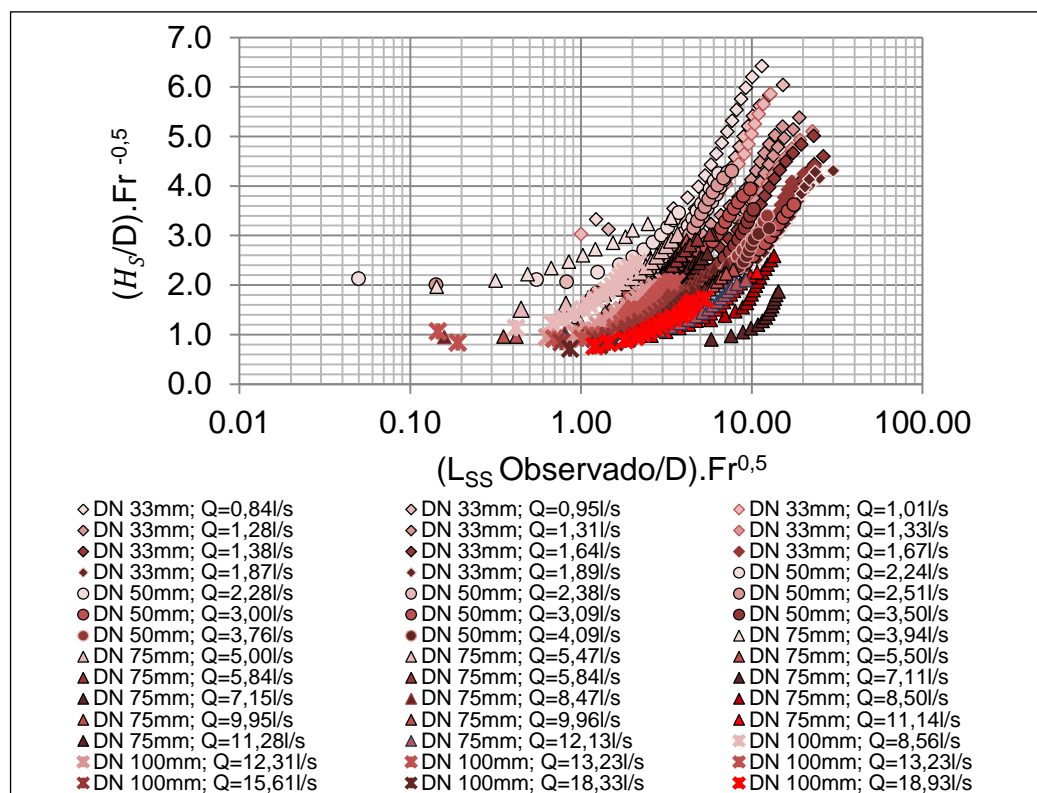


Figura 50 - Proposta inicial de adimensional aos dados do modelo físico Complementar- DN 33, 50, 75 e 100mm, em partículas de borracha processada.

Separadamente, pode-se avaliar que os conjuntos de dados pertencentes a cada modelo físico desenvolveram bom desempenho em relação aos adimensionais definidos, com exceção dos resultados do modelo físico Conceitual, evidenciando que as características das partículas envolvidas no processo de desassoreamento são informações necessárias para a futura estimativa de um equacionamento de previsão do cone a ser formado pela utilização dos descarregadores de fundo.

Deve-se concluir, porém que mesmo parcialmente o número de Froude permitiu um agrupamento favorável aos perfis gerados, independentemente das condições impostas aos diferentes modelos, tais como, carga hidráulica, diâmetro das descargas de fundo ou mesmo das variações de vazões obtidas neste estudo.

Em uma segunda verificação optou-se pela avaliação das declividades dos taludes (α) da fossa formada e do ângulo de repouso (α_r) do material submerso, conforme o apresentado na Tabela 10, os quais segundo Meshkati et al. (2010a) e Fathi-Moghadam (2010), são parâmetros dependentes das características do escoamento. Desta forma, foram plotadas as relações dos ângulos de inclinação e repouso em função do adimensional do número de Froude, extraído através da carga hidráulica sobre os descarregadores de fundo (*outlet*), parâmetro definido pelo escoamento de cada ensaio (Figura 51).

Tabela 10 - Ângulo de repouso dos materiais e os ângulos de inclinação dos taludes obtidos durante a realização dos ensaios em modelos físicos.

Modelo	Material	Diâmetro (mm)	Ângulo de Repouso (°)	Ângulo de Inclinação (°)
Final	Borracha	33	26,0	46,80
		50		43,43
		75		35,20
		100		30,08
Conceitual 1ª Campanha	Borracha		24,1	34,27
	Areia	33	34,9	31,70
	Carvão CATA 616		30,0	26,60
Conceitual 2ª Campanha	Borracha		29,5	29,06
	Areia	33	29,5	28,60
	Carvão CATA 616		30,0	27,37
	Carvão Cardiff		23,0	29,02
Complementar	Borracha	33	26,0	40,48
		50		35,88
		75		31,45
		100		30,00

Comparando os ângulos de inclinação extraídos diretamente dos taludes das conformações de fundo geradas em laboratório e os ângulos de repouso de cada material pode-se observar que apesar das variações apresentadas ambos detinham a mesma ordem de grandeza entre si. Entretanto, as verificações realizadas para os diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm nos modelos Final e Complementar demonstram que as variações entre as dimensões das aberturas dos descarregadores de fundo influenciam fortemente nos ângulos de inclinação dos taludes referentes a estes ensaios (Figura 51).

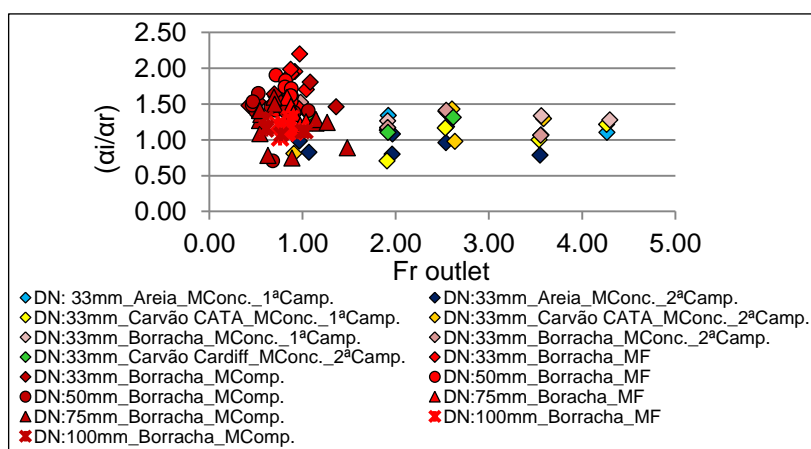


Figura 51 - Relação entre os ângulos de inclinação de taludes (α_i) e de repouso das partículas (α_r), para os modelos Conceitual - 1ª e 2ª campanhas, Final e Complementar, em areia, borracha, carvão CATA e Cardiff.

Na Figura 51 observou-se que as relações entre os ângulos de inclinação e repouso para os modelos Conceitual, 1ª e 2ª campanhas, e para os modelos Final e Complementar nos diâmetros de 75 e 100mm, demonstraram uma tendência próxima de 1,0, exemplificando que ambos os ângulos possuem uma mesma declividade, não sendo influenciados pelo número de Froude.

Considerando as propostas iniciais de adimensionais definidas as condições do escoamento (número de Froude) e as dimensões das estruturas dos descarregadores de fundo (D), ambas associadas às características dos sedimentos tornou-se possível à obtenção, a partir da aplicação do teorema de π 's de *Vaschy-Buckingham*, de uma relação final de adimensionais que expressam o fenômeno de remoção de sedimentos em função do comprimento máximo atingido pelo cone de depressão ($L_{SS\text{máx.}}$), Equação 62 e Equação 63.

$$\pi_z = \left(\frac{H_S}{D}\right) \cdot \left(\frac{D}{d_p}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_S - \gamma}\right)^{0,125} \quad (62)$$

$$\pi_{L_{SS}} = \left(\frac{L_{SS}}{D}\right) \cdot (Fr)^{0,50} \cdot \cos(\alpha i) \quad (63)$$

Onde: H_S é a diferença estabelecida entre a cota máxima do depósito de sedimentos e cota da geratriz inferior do descarregador de fundo, podendo ser referenciada a curva de nível de interesse (m); D o diâmetro dos descarregadores de fundo (m); d_p o diâmetro da partícula (m); γ peso específico da água (N/m³); γ_S o peso específico do sedimento utilizado (N/m³); L_{SS} o alcance máximo referente a curva de nível analisada (m); Fr número de Froude do escoamento, obtido através da carga hidráulica sobre a geratriz inferior dos descarregadores de fundo; αi ângulo de inclinação dos taludes em graus.

As principais características dos sedimentos definidas neste estudo para o processo de desassoreamento são o peso específico relativo, o diâmetro da partícula a ser transportada e o ângulo de inclinação dos taludes dos depósitos de fundo formados após o acionamento dos descarregadores de fundo.

As Figura 52 a Figura 56 apresentam os comportamentos finais dos perfis batimétricos adimensionalizados desenvolvidos a partir dos resultados extraídos dos 3 (três) diferentes modelos físicos, onde verificou-se um agrupamento efetivo das

diferentes particularidades de cada ensaio realizado e das distintas condições de contorno que cada estrutura propicia ao escoamento.

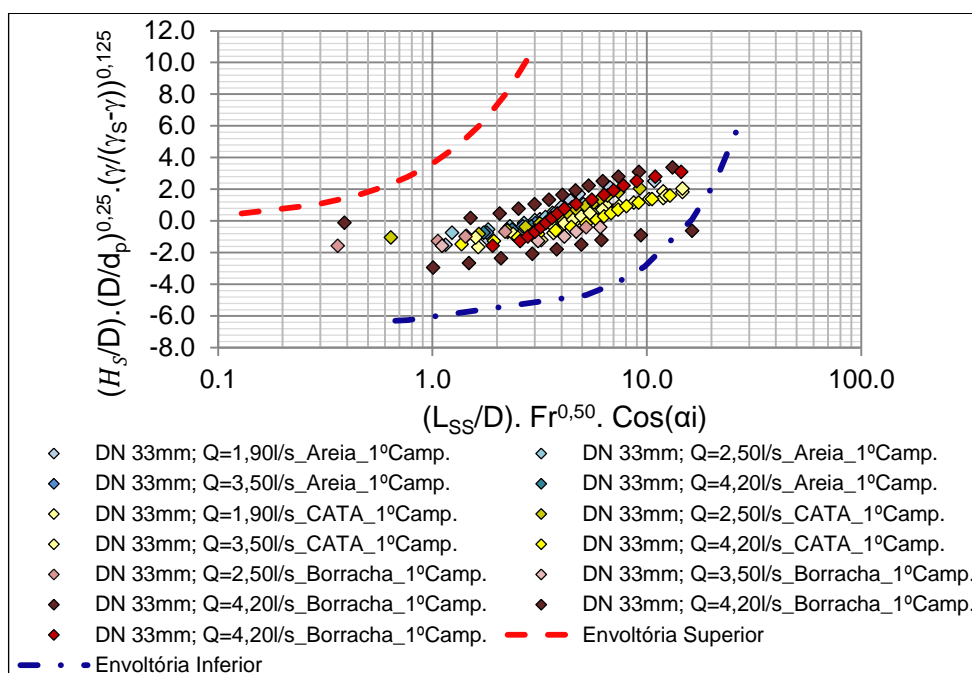


Figura 52 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss}^{máx.}$, modelo físico Conceitual (1ª Campanha).

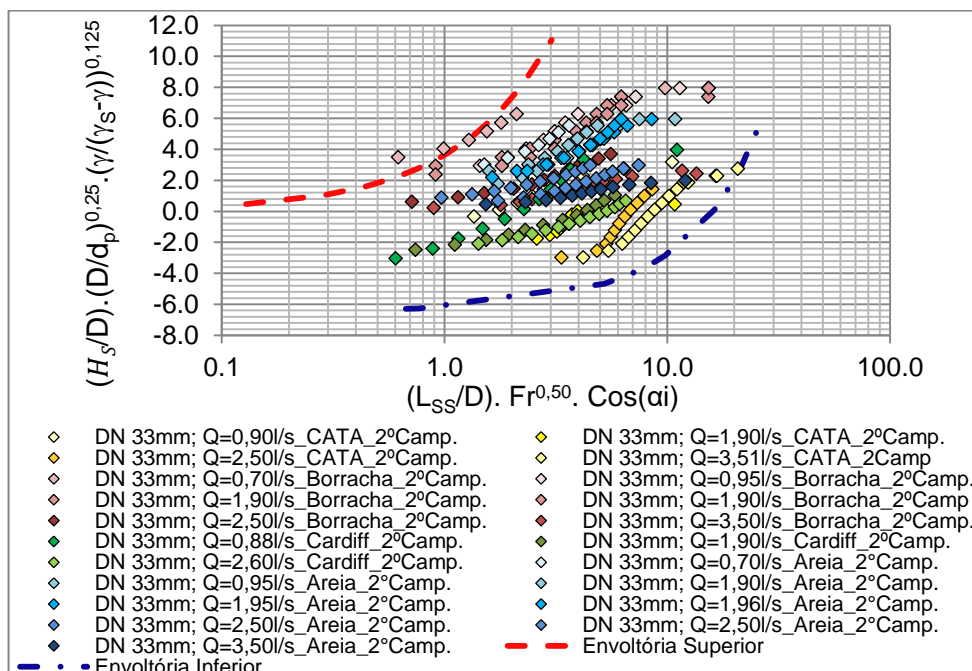


Figura 53 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss}^{máx.}$, modelo físico Conceitual (2ª Campanha).

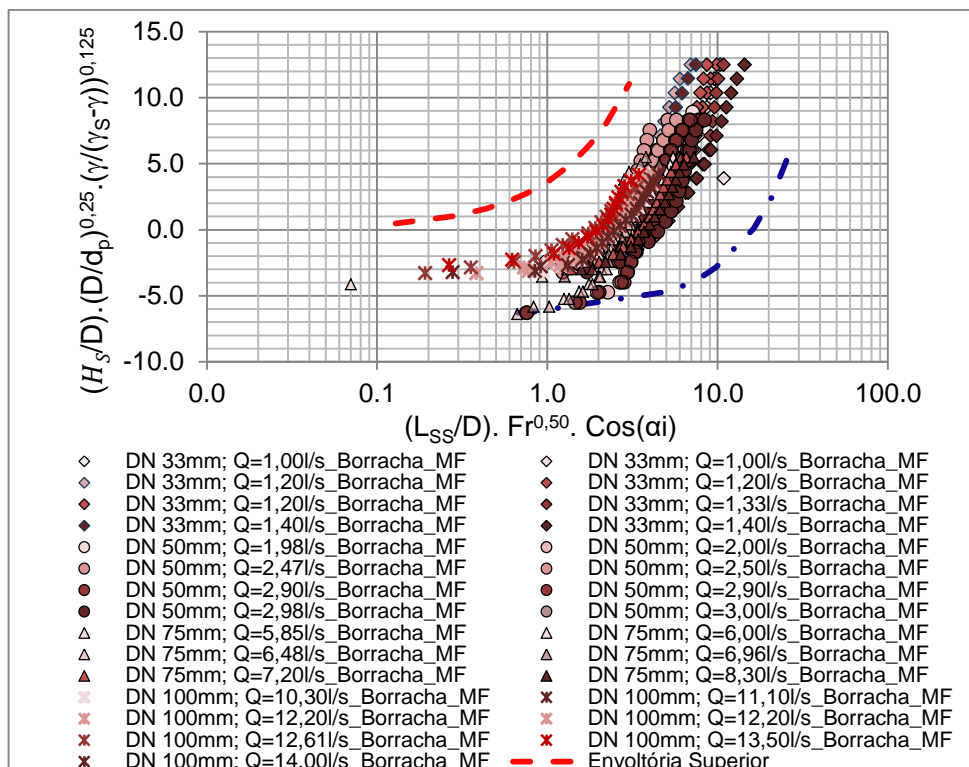


Figura 54 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss\text{máx.}}$, modelo físico Final.

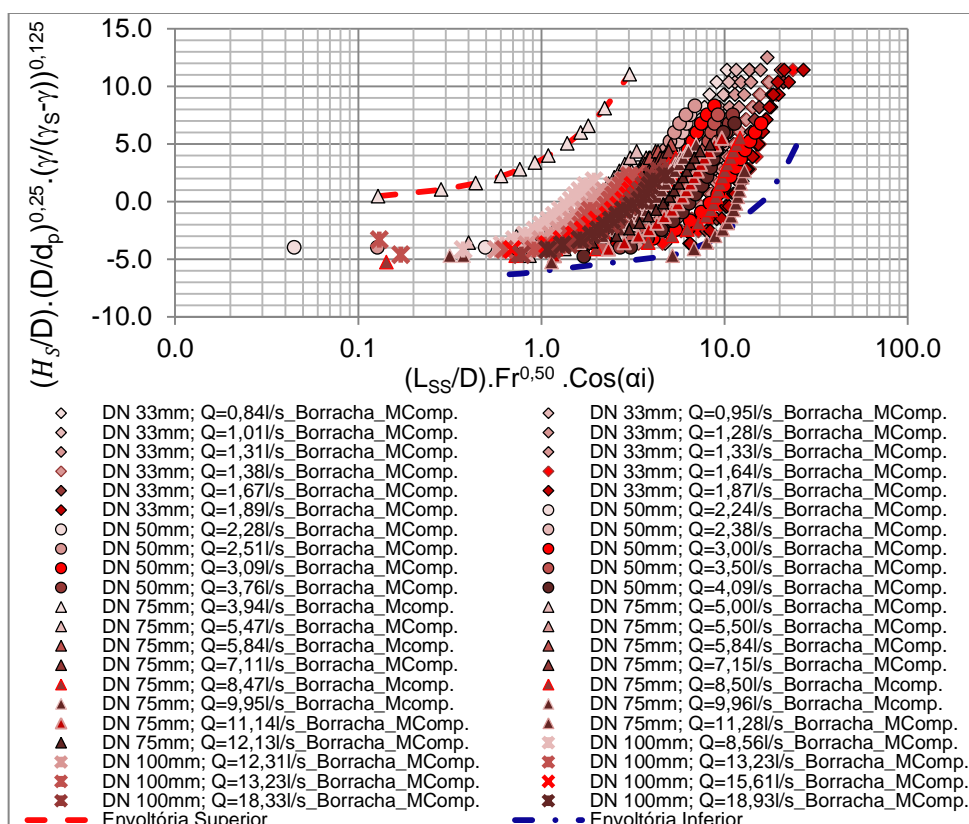
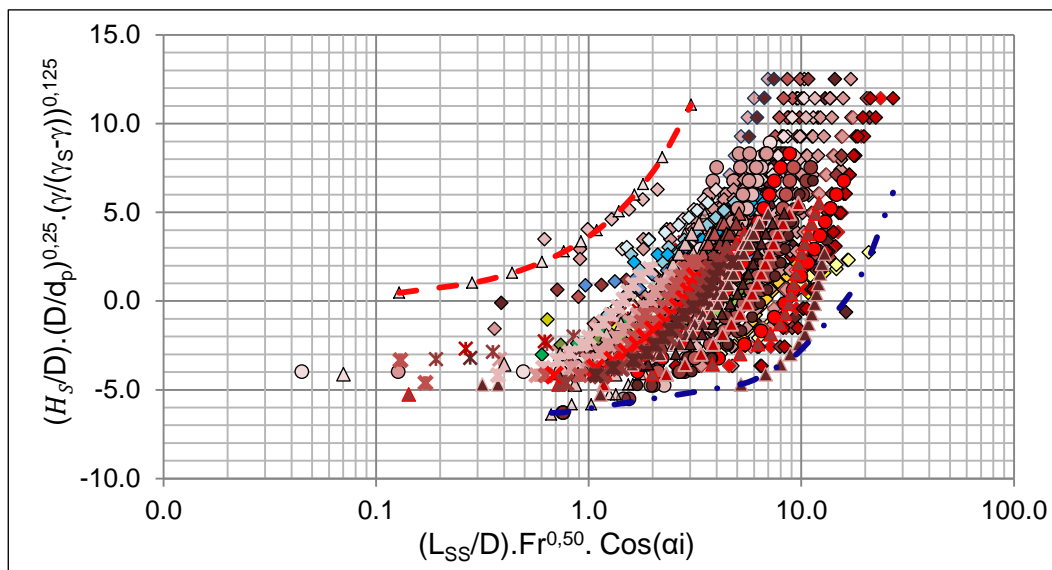


Figura 55 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss\text{máx.}}$, modelo físico Complementar.



◇ DN 33mm; Q=1,00l/s_Borracha_MF	◇ DN 33mm; Q=1,00l/s_Borracha_MF
◇ DN 33mm; Q=1,20l/s_Borracha_MF	◇ DN 33mm; Q=1,20l/s_Borracha_MF
◇ DN 33mm; Q=1,20l/s_Borracha_MF	◇ DN 33mm; Q=1,33l/s_Borracha_MF
◇ DN 33mm; Q=1,40l/s_Borracha_MF	◇ DN 33mm; Q=1,40l/s_Borracha_MF
○ DN 50mm; Q=1,98l/s_Borracha_MF	○ DN 50mm; Q=2,00l/s_Borracha_MF
○ DN 50mm; Q=2,47l/s_Borracha_MF	○ DN 50mm; Q=2,50l/s_Borracha_MF
● DN 50mm; Q=2,90l/s_Borracha_MF	● DN 50mm; Q=2,90l/s_Borracha_MF
● DN 50mm; Q=2,98l/s_Borracha_MF	● DN 50mm; Q=3,00l/s_Borracha_MF
△ DN 75mm; Q=5,85l/s_Borracha_MF	△ DN 75mm; Q=6,00l/s_Borracha_MF
△ DN 75mm; Q=6,48l/s_Borracha_MF	△ DN 75mm; Q=6,96l/s_Borracha_MF
△ DN 75mm; Q=7,20l/s_Borracha_MF	△ DN 75mm; Q=8,30l/s_Borracha_MF
× DN 100mm; Q=10,30l/s_Borracha_MF	× DN 100mm; Q=11,10l/s_Borracha_MF
× DN 100mm; Q=12,20l/s_Borracha_MF	× DN 100mm; Q=12,20l/s_Borracha_MF
× DN 100mm; Q=12,61l/s_Borracha_MF	× DN 100mm; Q=13,50l/s_Borracha_MF
× DN 100mm; Q=14,00l/s_Borracha_MF	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_Areia_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_Areia_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=3,50l/s_Areia_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=4,20l/s_Areia_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_CATA_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_CATA_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=3,50l/s_CATA_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=4,20l/s_CATA_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_Borracha_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=3,50l/s_Borracha_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=4,20l/s_Borracha_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=4,20l/s_Borracha_1°Camp.	◇ DN 33mm; Q=4,20l/s_Borracha_1°Camp.
◇ DN 33mm; Q=0,90l/s_CATA_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_CATA_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_CATA_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=3,51l/s_CATA_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=0,70l/s_Borracha_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=0,95l/s_Borracha_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_Borracha_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_Borracha_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_Borracha_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=3,50l/s_Borracha_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=0,88l/s_Cardiff_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_Cardiff_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,60l/s_Cardiff_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=0,70l/s_Areia_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=0,95l/s_Areia_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,90l/s_Areia_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=1,95l/s_Areia_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=1,96l/s_Areia_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_Areia_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=2,50l/s_Areia_2°Camp.
◇ DN 33mm; Q=3,50l/s_Areia_2°Camp.	◇ DN 33mm; Q=0,84l/s_Borracha_MComp.
◇ DN 33mm; Q=0,95l/s_Borracha_MComp.	◇ DN 33mm; Q=1,01l/s_Borracha_MComp.
◇ DN 33mm; Q=1,28l/s_Borracha_MComp.	◇ DN 33mm; Q=1,31l/s_Borracha_MComp.
◇ DN 33mm; Q=1,33l/s_Borracha_MComp.	◇ DN 33mm; Q=1,38l/s_Borracha_MComp.
◇ DN 33mm; Q=1,64l/s_Borracha_MComp.	◇ DN 33mm; Q=1,67l/s_Borracha_MComp.
◇ DN 33mm; Q=1,87l/s_Borracha_MComp.	◇ DN 33mm; Q=1,89l/s_Borracha_MComp.
○ DN 50mm; Q=2,24l/s_Borracha_MComp.	○ DN 50mm; Q=2,28l/s_Borracha_MComp.
○ DN 50mm; Q=2,38l/s_Borracha_MComp.	○ DN 50mm; Q=2,51l/s_Borracha_MComp.
○ DN 50mm; Q=3,00l/s_Borracha_MComp.	○ DN 50mm; Q=3,09l/s_Borracha_MComp.
○ DN 50mm; Q=3,50l/s_Borracha_MComp.	○ DN 50mm; Q=3,76l/s_Borracha_MComp.
○ DN 50mm; Q=4,09l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=3,94l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=5,00l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=5,47l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=5,50l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=5,84l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=5,84l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=7,11l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=7,15l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=8,47l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=8,50l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=9,95l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=9,96l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=11,14l/s_Borracha_MComp.
△ DN 75mm; Q=11,28l/s_Borracha_MComp.	△ DN 75mm; Q=12,13l/s_Borracha_MComp.
× DN 100mm; Q=8,56l/s_Borracha_MComp.	× DN 100mm; Q=12,31l/s_Borracha_MComp.
× DN 100mm; Q=13,23l/s_Borracha_MComp.	× DN 100mm; Q=13,23l/s_Borracha_MComp.
× DN 100mm; Q=15,61l/s_Borracha_MComp.	× DN 100mm; Q=18,33l/s_Borracha_MComp.
× DN 100mm; Q=18,93l/s_Borracha_MComp.	--- Envolvória Superior
- - - Envolvória Inferior	

Figura 56 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação do alcance máximo de remoção $L_{ss,max}$.

Através da utilização do software *CurveExpert®* foram estimadas as funções envoltórias limites, as quais indicam sugestões de equacionamentos para condições

de perfis batimétricos superiores (Equação 64) ou inferiores (Equação 65) aos definidos experimentalmente em laboratório.

$$\pi_Z = 3,6374 \cdot \pi_{L_{SS}}^{1,0025} \quad (64)$$

$$\pi_Z = -13,950 \cdot (1,467 - e^{(0,02387 \cdot \pi_{L_{SS}})}) \quad (65)$$

Devido às variações consideráveis do comportamento entre os perfis adimensionalizados dos diferentes materiais e dos distintos diâmetros das estruturas analisadas dos descarregadores de fundo, indica-se como curva representativa do fenômeno de remoção de sedimentos via descarga de fundo a função limite superior, pois identificar as condições que favorecem as estimativas de $L_{SS} máx.$ a favor da segurança.

Com o intuito de avaliar a aplicabilidade das diferentes equações disponíveis em literatura, apresentadas na Tabela 2 no item de revisão bibliográfica, foram estimados os comprimentos $L_{SS} máx.$ teóricos das fossas de remoção por meio das características gerais dos ensaios realizados em laboratório. Possibilitando assim, a verificação do comportamento entre os equacionamentos propostos por Meshkati et al. (2010a), Meshkati et. al, (2010) apud Emamgholizadeh (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) e os resultados extraídos dos novos adimensionais desenvolvidos neste estudo π_Z e $\pi_{L_{SS}}$ (Figura 57).

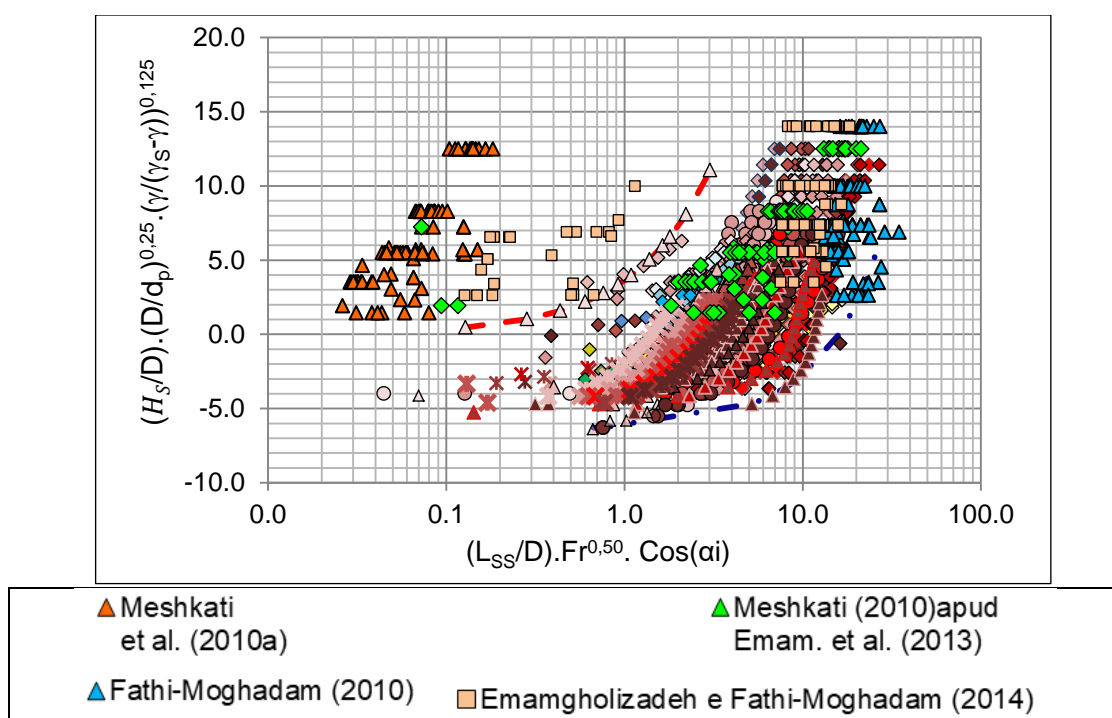


Figura 57 - Resultados das adimensionalizados obtidas através dos ensaios realizados em laboratório e das equações disponíveis em literatura, para estimativa de $L_{SS} máx.$

Analisando os dados obtidos dos ensaios em laboratório e os dados de $L_{SS}máx.$, extraídos das equações disponibilizadas em literatura, percebe-se um comportamento crescente entre as séries de dados teóricos gerados e os adimensionais desenvolvidos de acordo com o aumento da cotas (H_S) e dos comprimentos observados (L_{SS}) em cada curva de nível, conforme Figura 57.

Os resultados de maior similaridade foram os obtidos por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014). Isto pode ser justificado pela proximidade das massas específicas dos materiais utilizados pelo autor ($\rho_{wb} = 1.230$ a 1.405kg/m^3) em relação ao peso específico do material usado na maioria dos ensaios desta pesquisa, borracha processada ($\rho_s = 1.080\text{kg/m}^3$), contrariamente ao esperado pelas relações de altura do depósito de sedimentos e altura de lâmina d'água (H_S/H_W), superiores as definidas nos ensaios realizados em laboratório.

O comportamento apresentado na verificação das adimensionalizações estabelecidas para os $L_{SS}máx.$ definidos por Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) e Fathi-Moghadam (2010) foram próximos aos definidos nos ensaios realizados. Ambas as formulações baseiam-se nos diâmetros dos condutos das descargas de fundo e, indiretamente, na velocidade do escoamento.

Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) não apresentaram em sua definição as características referentes ao material ou a estrutura utilizada nas simulações que originam as informações de seu equacionamento, porém as estimativas geradas de $L_{SS}máx.$ detiveram maior representatividade do que os resultados obtidos por Meshkati et al. (2010a). Este apresentou semelhanças entre as faixas de diâmetro dos descarregadores e as vazões de ensaio, de 0,14 a 14,0l/s, das quais foram definidas a previsão do alcance máximo de remoção de sedimentos, próximo aos estabelecidos na campanha de ensaios realizada no presente estudo.

Durante as verificações dos novos adimensionais para os dados considerados a partir de Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) e Meshkati et al. (2010a) pode-se observar que as relações de cota e diâmetro (H_S/D) não representam um fator condicionante para a determinação do comprimento máximo do alcance de remoção do material depositado junto as estruturas das barragem e seus reservatórios. Outro aspecto relevante foram as diferenças encontradas na

verificação das adimensionalizações estabelecidas por Fathi-Moghadam et al. (2010) e Meshkati et al. (2010a), uma vez que ambas, mesmo considerando em suas formulações relações de massa específica, utilizaram em seus ensaios materiais de densidades distintas, de 2,65 e 1,80g/cm³, respectivamente.

Desta forma, pode-se concluir que as melhores estimativas de alcance de remoção de sedimentos foram definidas por Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), quando comparadas as adimensionalizações definidas por meio das verificações experimentais em laboratório, para os diferentes materiais e diâmetros simulados, sendo recomendada sua utilização para as mesmas faixas de vazões consideradas neste estudo.

5.3 Análise da Largura Máxima do Cone de Remoção de Sedimentos- $W_{ss}máx.$

De acordo com o constatado por diferentes autores a dimensão correspondente à largura máxima ($W_{ss}máx.$) de uma dada conformação de fundo possui a geometria aproximada de um semicírculo, e está diretamente relacionada ao comprimento máximo de remoção ($L_{ss}máx.$) (Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam, 2014; Emamgholizadeh et al., 2006; Madadi et al., 2016; Meshkati et al., 2010a e Saraiva et al., 2017).

Nos ensaios realizados em laboratório nos 3 (três) modelos físicos foi possível observar o desenvolvimento da superfície de contorno do cone de remoção, e assim, concluir que a relação entre as dimensões de comprimento e largura da fossa de remoção, para uma mesma profundidade, apresentam uma mesma proporcionalidade, conforme Figura 58.

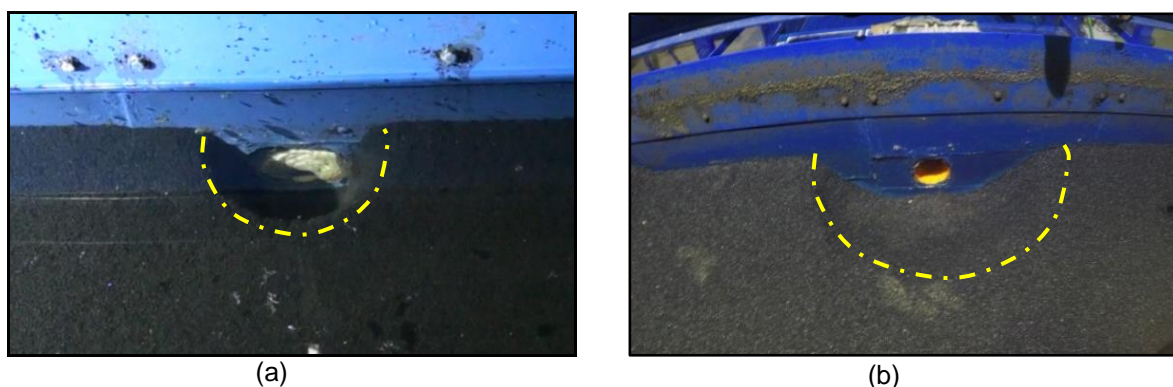


Figura 58 - Foto das conformações de fundo geradas pelos descarregadores de fundo nos DNs de 33mm(a) e 100mm(b), respectivamente.

As maiores proximidades entre as dimensões $W_{ss}máx.$ e $L_{ss}máx.$ foram evidenciadas durante a realização dos ensaios nos modelos físicos Conceitual (1ª e 2ª campanhas) e Final, sendo a largura do canal de aproximação do modelo físico Complementar um fator limitante para o desenvolvimento completo das fossas de remoção geradas pelos diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm. Desta forma, não serão avaliadas neste estudo as larguras máximas oriundas do descarregador de fundo em DN de 100mm, uma vez que o mesmo detém um diâmetro relativamente expressivo para a largura do depósito de sedimentos desse modelo, de 0,60m.

Com o objetivo de expressar graficamente a relação existente entre os comprimentos e as larguras máximas do cone de remoção foram plotados os resultados observados diretamente das conformações de fundo para ambas as dimensões (Figura 59). A reta definida em $y=x$ expressa à condição ideal em que o $L_{ss}máx.$ é igual ao $W_{ss}máx.$, ou seja, os pontos distantes da reta representada no gráfico referem-se as condições de ensaio em que o comprimento máximo não foi igual a dimensão da largura apresentada pela fossa de remoção.

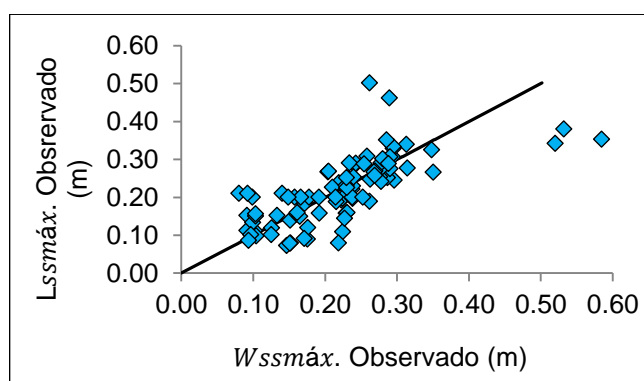


Figura 59 - Relação existente entre as dimensões de comprimento e largura máxima de remoção ($W_{ss}máx.$ X $L_{ss}máx.$).

Desta forma, a Figura 59 permitiu avaliar o comportamento de $W_{ss}máx.$ observado em relação ao desenvolvimento do alcance máximo de remoção ($L_{ss}máx.$) para as mesmas condições de vazão e diâmetro das estruturas dos descarregadores de fundo.

A correlação existente expressa uma tendência linear entre as dimensões avaliadas, justificando graficamente a utilização dos mesmos adimensionais propostos para a estimativa do parâmetro $L_{ss}máx.$ na definição da largura máxima do cone de remoção.

Por conseguinte, os adimensionais utilizados para a estimativa da largura máxima de remoção são apresentados na Equação 66 e Equação 67.

$$\pi_z = \left(\frac{H_S}{D}\right) \cdot \left(\frac{D}{d_p}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_S - \gamma}\right)^{0,125} \quad (66)$$

$$\pi_{W_{SS}} = \left(\frac{W_{SS}}{D}\right) \cdot (Fr)^{0,50} \cdot \text{Cos}(\alpha_i) \quad (67)$$

Onde: W_{SS} é a largura máxima referente a curva de nível analisada (m).

Considerando as larguras dos cones de remoção (W_{SS}) referentes a cada curva de nível obtida foram verificados o comportamento dos adimensionais desenvolvidos inicialmente para a estimativa do ($L_{SS} máx.$), substituindo-o por W_{SS} conforme apresentado na Figura 60.

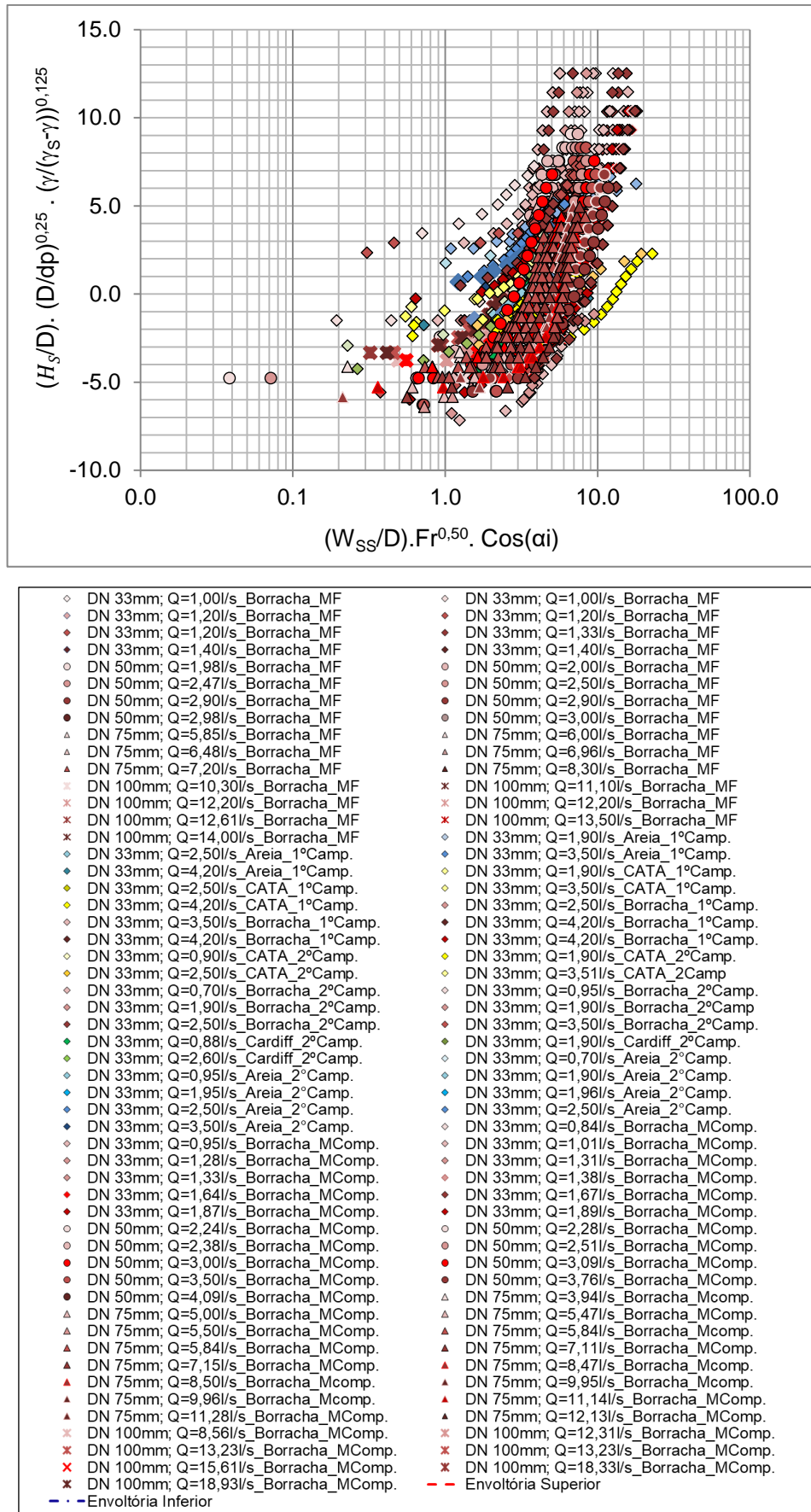


Figura 60 - Proposta das novas adimensionalizações definidas para a determinação da largura máxima do cone de remoção $W_{ss} máx.$

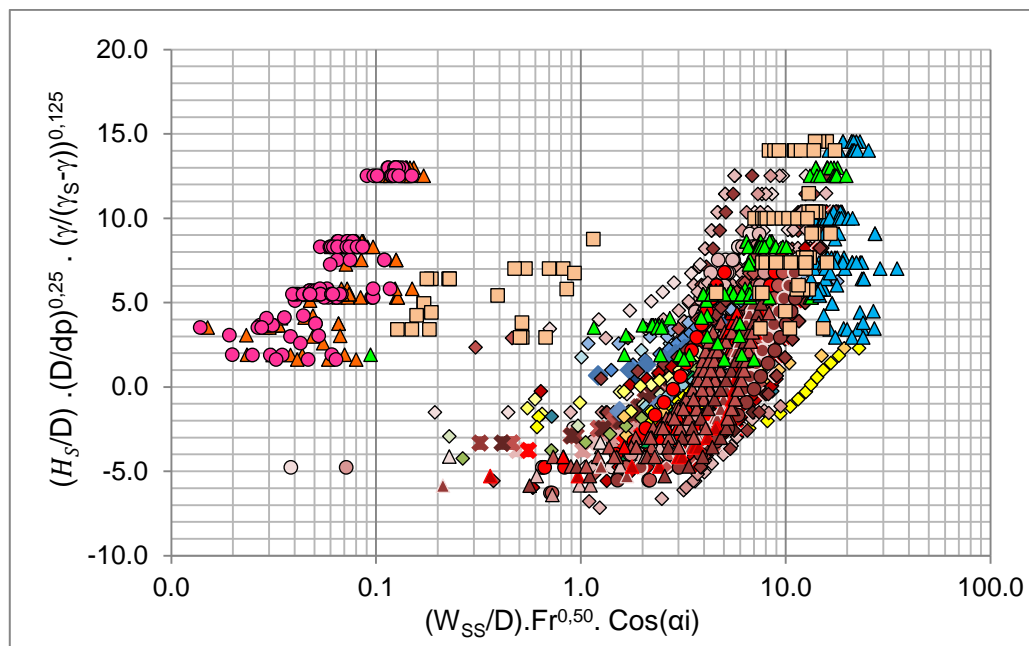
A ocorrência do agrupamento efetivo das diferentes particularidades de cada ensaio e modelos físicos envolvidos permite identificar que as características referentes ao peso específico relativo do sedimento, diâmetro da partícula, ângulo de inclinação dos taludes dos depósitos de fundo, além do número de Froude característico do escoamento definem também boas estimativas da largura máxima do cone de remoção formado.

Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) definem como sendo aplicáveis seus equacionamentos de $L_{SS} máx.$ para estimativa de $W_{SS} máx.$ devido a existência de semelhanças dimensionais entre o alcance máximo do cone de remoção e sua respectiva largura. Meshkati et al. (2010a), contudo, apresenta a Equação 53 e Equação 54 definidas através de ajustes específicos para a representação da largura máxima de remoção de forma distinta.

Considerando as equações disponíveis em bibliografia e apresentadas na Figura 60 anteriormente, foram estimadas as larguras máximas $W_{SS} máx.$ teóricas dos cones de remoção, através das características de cada ensaio realizado, e assim, averiguados os comportamentos dos adimensionais definidos neste estudo, π_z e $\pi_{W_{SS}}$, e os resultados extraídos diretamente da modelagem física.

Na Figura 60 pode-se observar que as adimensionalizações definidas a partir das larguras máximas teóricas estimadas por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) e Fathi-Moghadam (2010) apresentaram os melhores resultados quando comparados aos ensaios de laboratório.

Meshkati et al. (2010b) mesmo considerando em sua formulação as características de massa específica dos sedimentos envolvidos e, em conjunto com a Equação 53 de Meshkati et al. (2010a), ter sido desenvolvida a partir de verificações experimentais específicas para a dimensão $W_{SS} máx.$, apresentou as maiores diferenças entre seus resultados quando comparadas as adimensionalizações definidas para a estimativa da $W_{SS} máx.$ (Figura 61).



- | | |
|--|--|
| ▲ Meshkati et al. (2010a) | ▲ Meshkati (2010) apud Emam. et al. (2013) |
| ● Meshkati et al. (2010b) | ▲ Fathi-Moghadam (2010) |
| ■ Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) | |

Figura 61 - Resultados das adimensionalizados obtidas através dos ensaios realizados em laboratório (LOH) e das equações disponíveis em literatura para estimativa do $W_{ss\text{máx}}$.

A maior concordância estabelecida foi entre os resultados obtidos experimentalmente em laboratório e as larguras máximas teóricas foi identificada através do comportamento dos adimensionais expressos por Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), os quais definem a tendência geral das características de distintos ensaios e diferentes materiais utilizados nesta análise (Figura 61).

5.4 Análise do Volume Removido (V_f)

Diferentemente das avaliações anteriores que definem novos adimensionais aos comprimentos e larguras máximas do cone de remoção, os volumes removidos (V_f) das conformações de fundo, quantificados durante a realização dos ensaios em laboratório, serão comparados de forma direta com as estimativas propostas pelas formulações definidas em literatura.

As equações de estimativa dos volumes removidos pelos descarregadores de fundo utilizadas neste estudo foram as desenvolvidas por Emamgholizadeh (2014), Meshkati et al. (2010a), Meshkati et al. (2010b), Fathi- Moghadam et al. (2010), e Emamgholizadeh e Bina (2006) (Tabela 4).

A Figura 62 apresenta as relações diretas entre os volumes observados nos ensaios realizados em laboratório, para os três modelos físicos, e os volumes estimados a partir das equações definidas por Meshkati et al. (2010b) e Emamgholizadeh (2014).

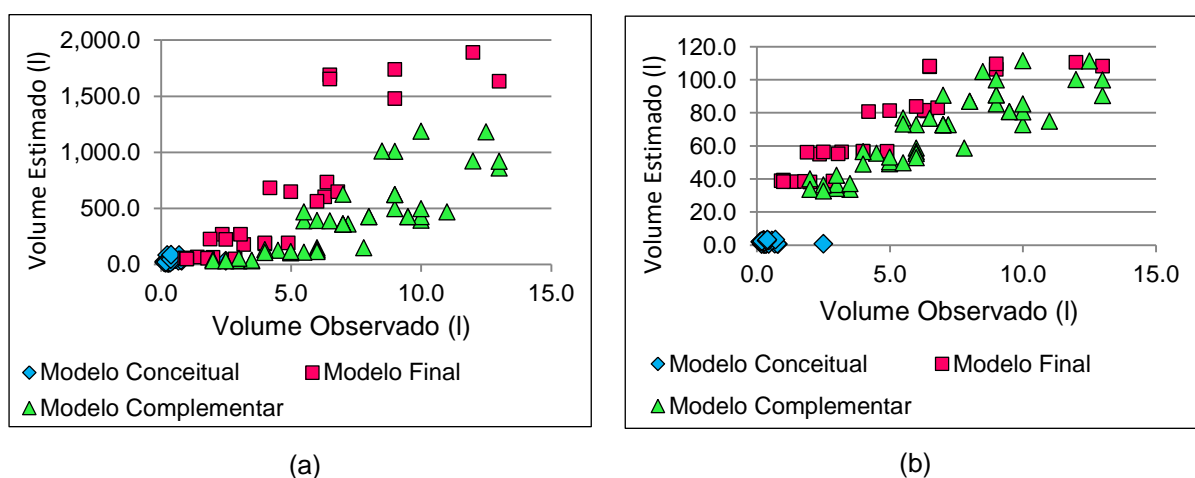


Figura 62 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados através das formulações de Emamgholizadeh (2014), (a) e; Meshkati et al. (2010b), (b).

Meshkati et al. (2010b) (Figura 62b), apresentaram os melhores resultados de estimativa dos volumes removidos, mesmo sendo superiores aos volumes reais observados, quando comparados aos volumes obtidos por Emamgholizadeh (2014) (Figura 62a). Ambos os autores condicionaram suas formulações através das mesmas características de diâmetro dos descarregadores de fundo, altura dos depósitos de sedimentos ($H_W = 36, 56$ e 96cm), carga hidráulica, diâmetro e massa específica dos sedimentos utilizados, não justificando as variações encontradas na ordem de grandeza dos resultados de V_f . Os volumes estimados de Meshkati et al. (2010b) (Figura 62b) apresentaram um comportamento crescente, porém não na mesma ordem de grandeza da definida pelos volumes observados nos modelos físicos Final e Complementar, tendo apresentado boas correlações somente os resultados de volumes estimados para o modelo Conceitual.

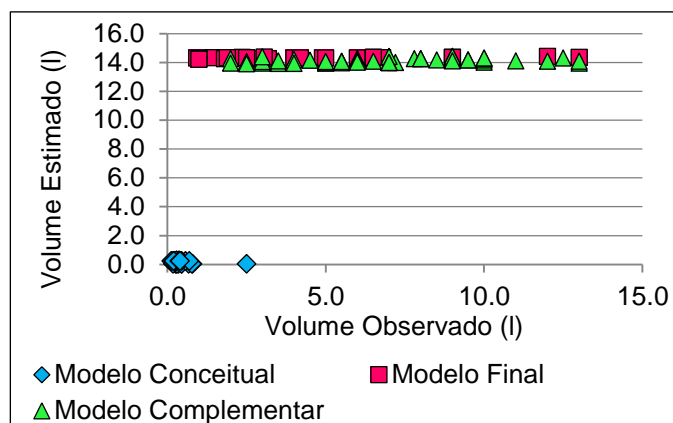


Figura 63 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados por meio da equação de Emamgholizadeh et al. (2006).

Na Figura 63 são expressos os volumes estimados por meio da formulação de Emamgholizadeh et al. (2006), onde pode-se constatar as discrepâncias entre os resultados obtidos para o modelo físico Conceitual e os modelos físicos Final e Complementar. Os resultados definidos ao modelo físico Conceitual são próximos aos volumes observados em laboratório, possivelmente devido a semelhanças entre as faixas de vazão consideradas para a realização dos ensaios, de 0,70 a 4,20l/s, e as utilizadas para a determinação da equação de estimativa desse autor.

Outro aspecto relevante a ser observado na determinação dos volumes por Emamgholizadeh et al. (2006) é a ausência em sua formulação da informação do diâmetro das estruturas dos descarregadores de fundo, particularidade avaliada principalmente nos ensaios dos modelos físicos Final e Complementar. Desta forma, ambos os modelos não definem entre si as variações de volumes estimados somente através da velocidade do escoamento ou do diâmetro das partículas utilizadas, conforme o definido por Emamgholizadeh et al. (2006).

Fathi-Moghadam (2010) apresentou as maiores divergências encontradas entre os volumes estimados e os observados, onde foram constatados valores extremamente altos para todos os modelos físicos envolvidos, não sendo recomendada sua utilização para estimativa de volumes máximos removidos neste estudo (Figura 64). A grande magnitude dos volumes encontrados pode ser atribuída as diferenças de massa específica do material sedimentar utilizado para a formulação de Fathi- Moghadam (2010), de $\rho_s = 2.650kg/m^3$, enquanto que as partículas utilizadas variaram de $\rho_s = 1.080kg/m^3$ á $\rho_s = 2.610kg/m^3$ nos modelos físicos em laboratório.

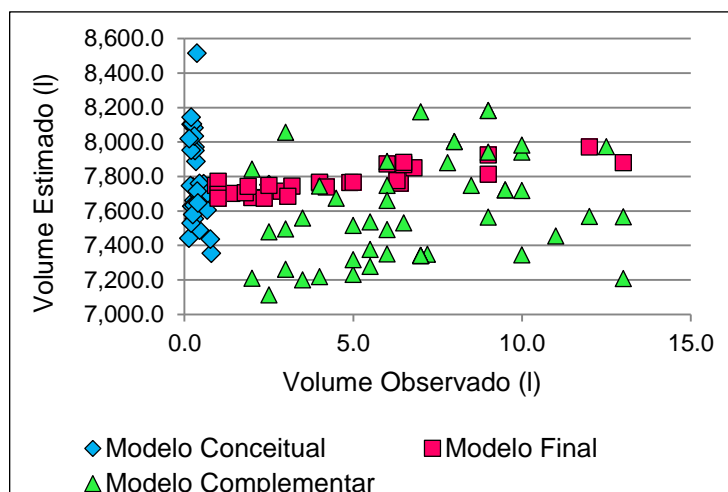


Figura 64 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados através da formulação de Fathi- Moghadam (2010).

Os resultados definidos através de Meshkati et al. (2010a) expressam os menores volumes estimados quando comparados aos volumes observados, principalmente ao verificarmos as condições estabelecidas pelos modelos físicos Final e Complementar. Assim como Emamgholizadeh et al. (2006), Meshkati et al. (2010a) apresentam boas estimativas dos volumes estimados para as características dos ensaios referentes ao modelo físico Conceitual, pois não identificam o diâmetro dos descarregadores de fundo como parâmetro importante na estimativa dos volumes removidos (Figura 65).

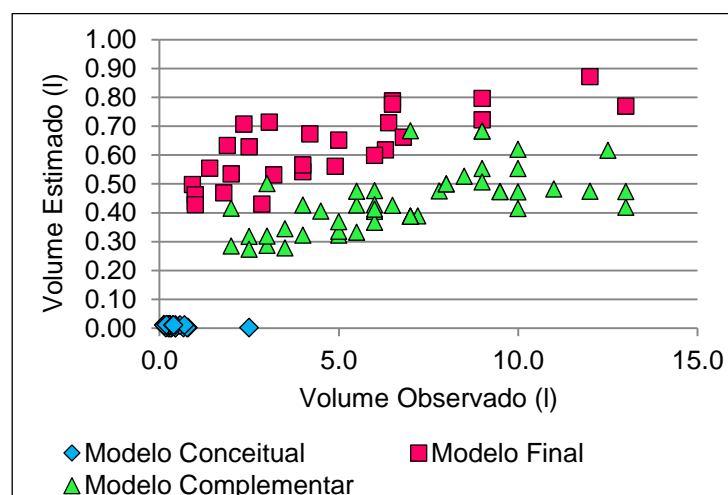


Figura 65 - Comparativo entre os volumes observados x volumes estimados por meio da equação de Meshkati et al. (2010a).

Entre todos os autores Meshkati et al. (2010a), mesmo apresentando estimativas inferiores as esperadas para os volumes estimados, tornou-se a metodologia indicada neste estudo para os três diferentes modelos físicos, pois favorece as critérios de segurança do volume real observado quando visa-se a

transferência das condições simuladas para a escala de protótipo, e a frequência de operação dos descarregadores de fundo.

Quando verificadas somente as condições de ensaio do modelo físico Conceitual todos os autores avaliados, Emamgholizadeh (2014), Meshkati et al. (2010a), Meshkati et al. (2010b), Fathi- Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Bina (2006), possuem boas estimativas dos volumes reais observados, possivelmente justificado pela constância do diâmetro dos descarregadores de fundo simulados e pela variação considerável de massa específica utilizada em laboratório.

Fathi-Moghadam (2010) e Emamgholizadeh (2014) por definirem as maiores divergências entre os volumes estimados e os observados permitem inferir a existência de possíveis erros em suas formulações, em relação a suas constantes ou mesmo nas unidades a serem utilizadas, constatações que possivelmente justifiquem a grande amplitude dos resultados de estimativa dos volumes encontrados neste estudo.

5.5 Escalas de Grão em Protótipo

Para o presente estudo foram determinadas as escalas de grão representativas do protótipo considerando as propriedades físicas das partículas utilizadas nos modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, por meio das relações adimensionais de início de movimento das partículas de Shields (1936), e velocidade de sedimentação por Bagnold (1966), Van Rijn (1984) e Engelund (1965).

As características das partículas utilizadas na determinação da escala dos grãos são a massa específica (ρ_s) e o peso específico (γ_s) do sedimento, a densidade do material, o diâmetro médio ($d_{50\%}$) e a velocidade de sedimentação (ω_s) das partículas, determinadas nos ensaios realizados em laboratório, Tabela 11.

Tabela 11 - Características das partículas utilizadas na modelagem física.

Caract.	Borracha	Borracha 1ªCamp.	Borracha 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 1ªcamp.	Areia 2ªcamp.
Massa							
Específica- ρ_s (kg/m ³)	1.078,06	1.078,06	1.078,06	1.766,81	1.437,41	2.605,30	2.605,30
Peso							
Específico- γ_s (N/m ³)	10.571,4	10.571,4	10.571,4	17.325,4	14.095,2	25.547,6	25.547,6
Densidade d (g/cm ³)	1,080	1,080	1,080	1,770	1,440	2,610	2,610
$d_{50\%}$ (mm)	1,180	1,410	1,180	1,410	0,300	1,000	0,850
Vel.							
Sedimentação- ω_s (cm/s)	7,099	7,099	7,099	10,455	7,697		13,205
Modelo	Final e Complementar			Conceitual			

Com o objetivo de estimar os diâmetros médios das partículas a serem transportadas em escala de protótipo pelos descarregadores de fundo, foram consideradas as características granulométricas do material de leito presente na seção fluviométrica de monitoramento a montante da PCH - Pequena Central Hidrelétrica de Andorinhas, localizada no estado do Rio Grande do Sul e analisada neste trabalho como exemplificação das informações de protótipo.

As informações de protótipo usadas para a relação dos parâmetros adimensionais de início de movimento e sedimentação das partículas foram extraídas através amostragem da seção transversal do leito da estação fluviométrica Potiribu disposta a 1,5km de distância do maciço da usina. Os amostradores utilizados foram BMH-60 e Rock Island, sendo as curvas granulométricas (Figura 66) definidas em laboratório por meio do método de peneiramento das frações maiores que 0,063mm, o período considerado foi de abril a novembro de 2015.

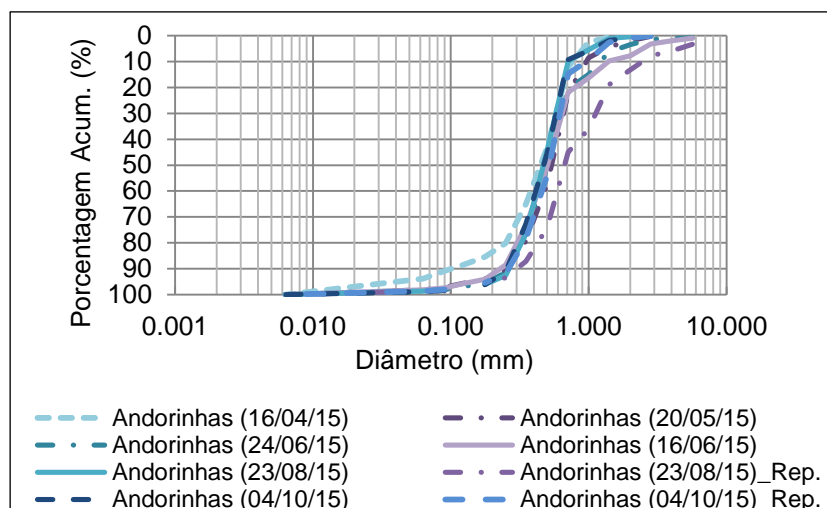


Figura 66 - Curvas granulométricas do material do leito, estação fluviométrica de monitoramento Potiribu.

Através das curvas granulométricas e do material de fundo coletado foi definida a média ponderada entre os diâmetros das partículas ($d_{50\%}$), como sendo de 1,266mm, responsável por identificar a faixa granulométrica a ser representada em modelo em areia muito grossa de 1,00mm a 2,00mm. A densidade das partículas, a massa e o peso específico dos sedimentos de fundo obtidos foram de 2,725; 2.719,63kg/m³ e 26.668,68N/m³. As características de massa e peso específicos da água considerados foram de 998,2kg/m³ e 9.789N/m³, respectivamente.

A escala dos modelos físicos dos descarregadores de fundo não apresentam correlações diretas com o protótipo considerado como base de dados, porém com o objetivo de definir escalas de representação dos grãos foram associadas as escalas de redução de $\lambda_1 = 1/10$, $\lambda_2 = 1/15$ e de $\lambda_3 = 1/20$. A partir destas e através das características dos diâmetros dos descarregadores de fundo tornou-se possível estimar os diâmetros correspondentes às estruturas hidráulicas de remoção em protótipo, Tabela 12.

Tabela 12 - Características de representação do protótipo.

D (m) Descarregador	D (m) Protótipo		
	$\lambda=1/10$	$\lambda= 1/15$	$\lambda= 1/20$
0,033	0,33	0,50	0,66
0,050	0,50	0,50	1,00
0,075	0,75	1,13	1,50
0,100	1,00	1,50	2,00

A avaliação dos diâmetros de grão, representativos do protótipo em modelo, foi limitada a partir das dimensões máximas definidas em escala das estruturas de remoção, uma vez que a barragem das PCH- Andorinhas possui uma altura de maciço de 6,0m. Portanto fazendo pouco sentido à inserção de um descarregador de fundo com diâmetros superiores a 1,50 ou 2,00m, sendo assim, a menor escala avaliada será de 20 vezes a redução do protótipo.

Para a estimativa das relações adimensionais definidas por Bagnold (1966), Van Rijn (1984) e Engelund (1965) determinou-se as velocidades de sedimentação de protótipo (ω_{sp}), apresentadas na Tabela 13 para as partículas de borracha, carvão CATA, Cardiff e areia, por meio da utilização do gráfico de Gibbs et al. (1971) (Figura 5), necessárias para a verificação dos diâmetros de partículas representativos em escala de protótipo (dp_m).

Nesta análise são apresentadas as verificações para os grânulos de borracha separados em função do modelo físico envolvido, sendo os resultados de borracha referentes às partículas utilizadas no modelo físico Final, e os de borracha 1ª e 2ª campanhas definidos ao modelo físico Conceitual por apresentarem diâmetros médios distintos em suas amostras.

Tabela 13 - Velocidades de sedimentação estimadas para o protótipo, através do gráfico de Shields (1936) adaptado.

Método	Escala	Borracha	ω_s (cm/s)				
			Borracha 1ªCamp.	Borracha 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 2ªcamp.
Bagnold (1966)	1/10	22,45	22,45	22,45	33,06	24,34	41,76
	1/15	27,49	27,49	27,49	40,49	29,81	51,14
	1/20	31,75	31,75	31,75	46,75	34,42	59,05
Engelund (1965)	1/10	89,79	89,79	89,79	132,24	97,35	167,03
	1/15	109,97	109,97	109,97	161,96	119,24	204,57
	1/20	126,99	126,99	126,99	187,02	137,68	236,22
Van Rijn (1984) (D* 1 a 10)	1/10	56,12	56,12	56,12	82,65	60,85	104,40
	1/15	68,73	68,73	68,73	101,23	74,52	127,86
	1/20	79,37	79,37	79,37	116,89	86,05	147,64
Van Rijn (1984) (D*>10)	1/10	56,12	56,12	56,12	82,65	60,85	104,40
	1/15	68,73	68,73	68,73	101,23	74,52	127,86
	1/20	79,37	79,37	79,37	116,89	86,05	147,64

Não foram determinados os diâmetros das partículas de protótipo (dp_m) para as velocidades de sedimentação superiores a 80cm/s, devido as limitações existentes no gráfico para velocidades acima deste valor. Assim, o método de Engelund (1965) impossibilitado de ser analisado, pois caracterizam-se por velocidades acima dos valores aceitos graficamente.

Segundo a classificação granulométrica de sedimentos pode-se determinar as faixas das quais os dp_m extraídos pelas metodologias de Shields (1936), Bagnold (1966), Van Rijn (1984) e Engelund (1965) representam. Os diâmetros das partículas definidas para a escala de protótipo são apresentados na Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 14 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:10 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.

Parâmetro	dp_m (mm) $\lambda= 1/10$						
	Borracha	Borr. 1ªCamp.	Borr. 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 1ªcamp.	Areia 2ªcamp.
Shields (1936)	0,547	0,654	0,547	6,295	0,765	9,336	7,935
Bagnold (1966)	1,000	1,000	1,000	2,500	1,625	-	3,625
Engelund (1965)	-	-	-	-	-	-	-
Van Rijn (1984) ($D^* 1$ a 10)	0,685 a 0,6845	0,805 a 0,808	0,685 a 0,684	0,755 a 0,759	0,652 a 0,654	-	0,755 a 0,754
Van Rijn (1984) ($D^*>10$)	5,000	5,000	5,000	-	5,100	-	-

Tabela 15 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:15 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.

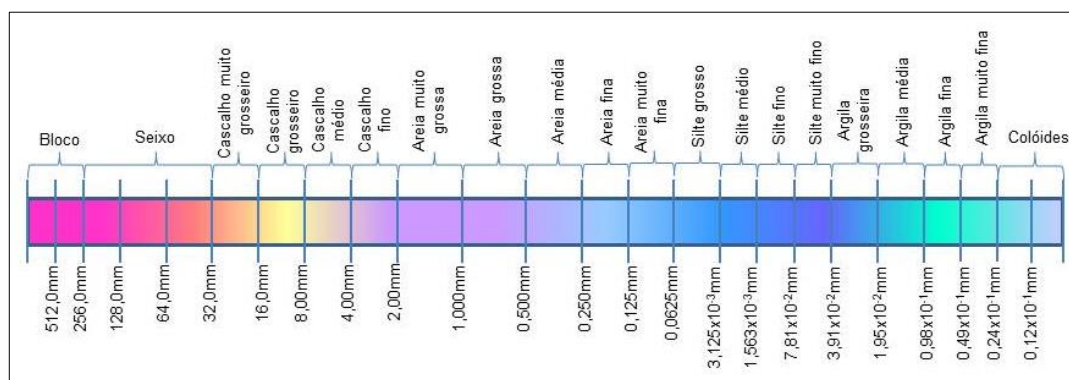
Parâmetro	dp_m (mm) $\lambda= 1/15$						
	Borracha	Borr. 1ªCamp.	Borr. 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 1ªcamp.	Areia 2ªcamp.
Shields (1936)	0,820	0,980	0,820	9,443	1,148	14,003	11,903
Bagnold (1966)	2,000	2,000	2,000	3,400	2,000	-	4,900
Engelund (1965)	-	-	-	-	-	-	-

Parâmetro	dp_m (mm) $\lambda= 1/15$						
	Borracha	Borr. 1ªCamp.	Borr. 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 1ªcamp.	Areia 2ªcamp.
Van Rijn (1984)	0,730 a	0,782 a	0,730 a	0,760 a	0,753 a	-	0,755 a
(D* 1 a 10)	0,735	0,783	0,735	0,755	0,752	-	0,754
Van Rijn (1984) (D*>10)	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 16 - Diâmetro das partículas definidas para o protótipo em escala 1:20 considerando as partículas utilizadas nos modelos físicos.

Parâmetro	dp_m (mm) $\lambda= 1/20$						
	Borracha	Borr. 1ªCamp.	Borr. 2ªCamp.	Carvão CATA	Carvão Cardiff	Areia 1ªcamp.	Areia 2ªcamp.
Shields (1936)	1,093	1,307	1,093	12,590	1,530	18,671	15,870
Bagnold (1966)	2,100	2,100	2,100	4,450	2,500	-	6,250
Engelund (1965)	-	-	-	-	-	-	-
Van Rijn (1984)	0,620 a	0,775 a	0,620 a	0,760 a	0,755 a	-	0,758 a
(D* 1 a 10)	0,618	0,776	0,618	0,755	0,752	-	0,756
Van Rijn (1984) (D*>10)	-	-	-	-	-	-	-

Desta forma, através da classificação granulométrica e dos diâmetros definidos para o protótipo, foram estimadas as escalas que representam as partículas de maneira gráfica, conforme apresentado na Figura 67, Figura 68 e Figura 69.



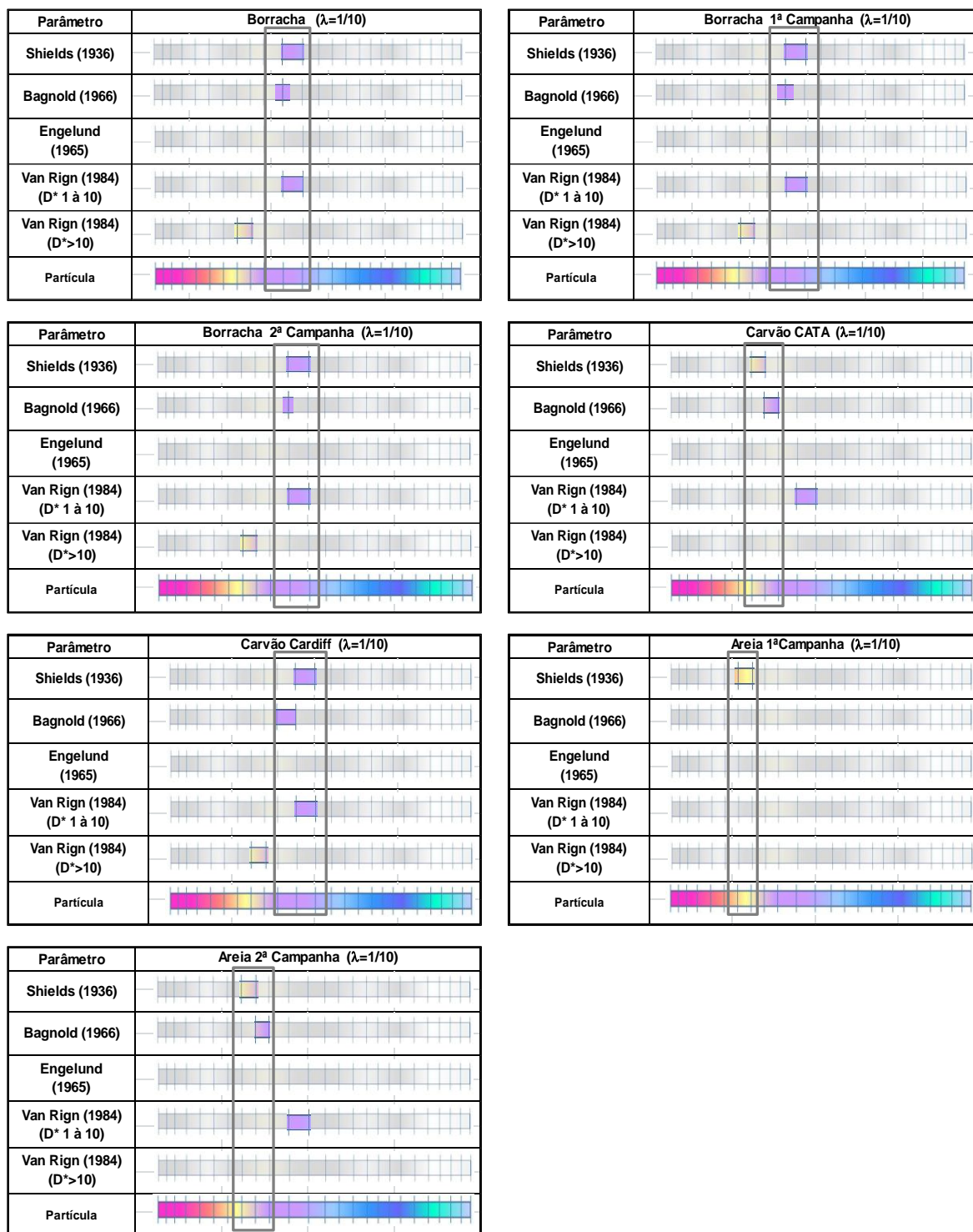
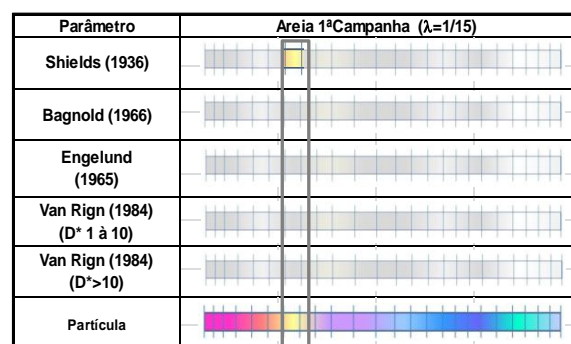
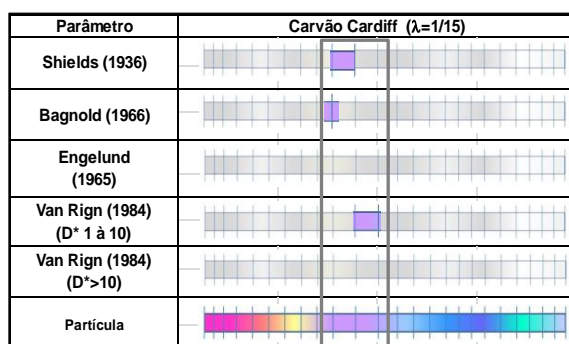
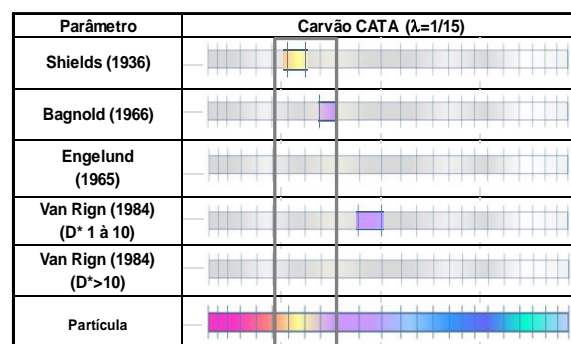
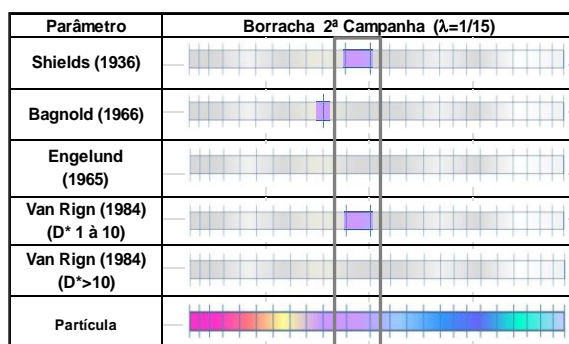
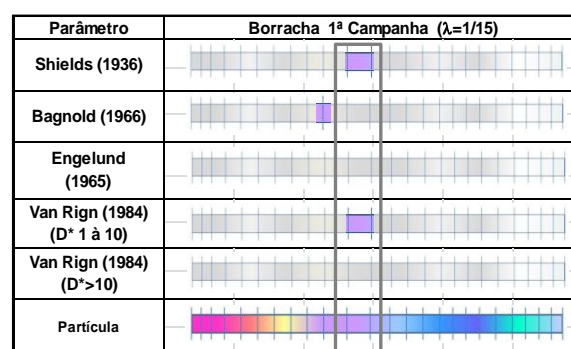
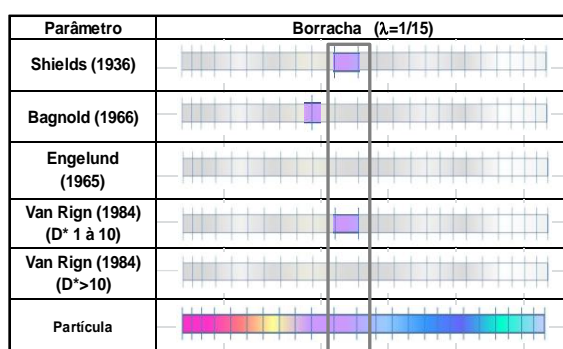
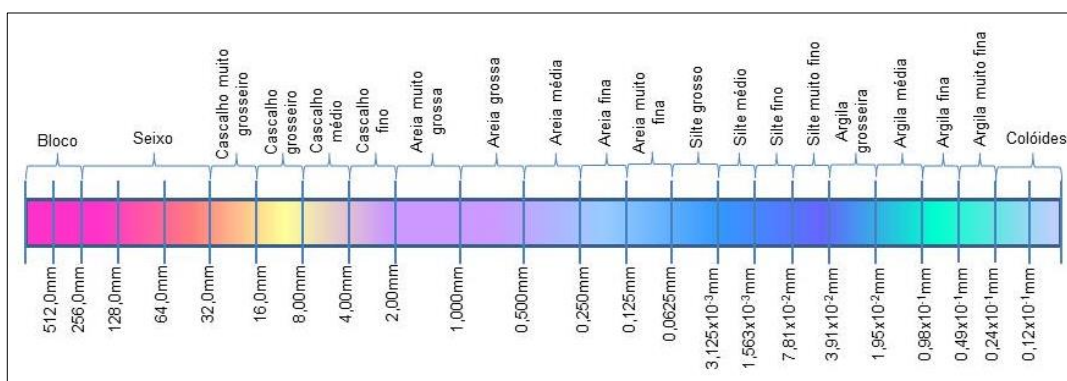


Figura 67 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/10$.

Na Figura 67 pode-se avaliar que as partículas de borracha e carvão Cardiff representam em escala de 1:10 as faixas granulométricas de areia muito grossa a areia grossa. Enquanto que, as partículas de areia (2ª camp.) e carvão CATA são responsáveis por representar as faixas granulométricas de cascalho médio a

cascalho fino (8,0mm a 2,00mm), sendo a areia da 1ª campanha responsável por adotar o comportamento do cascalho grosseiro (16,0mm a 8,0mm) em protótipo.



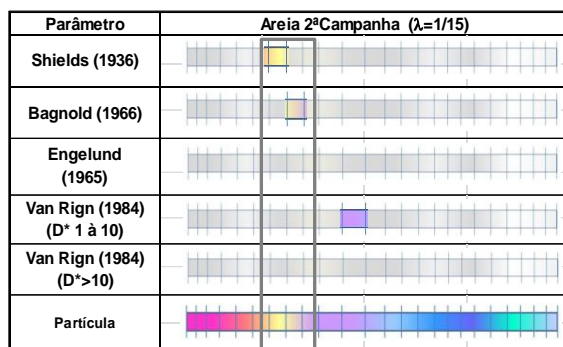
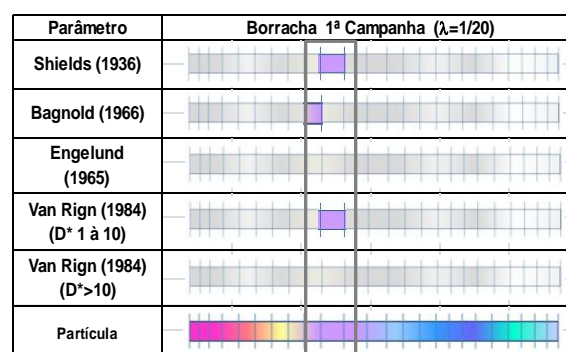
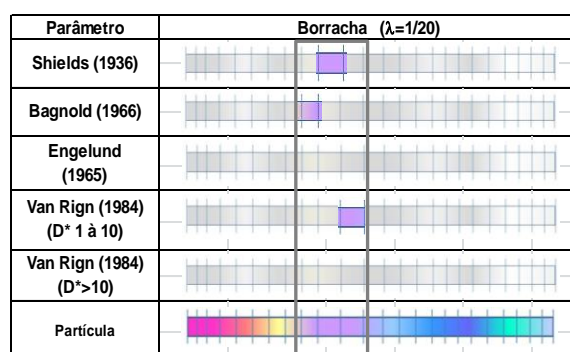
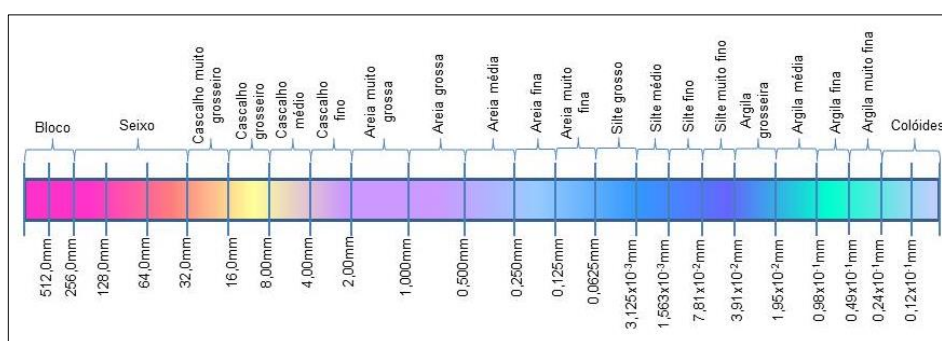


Figura 68 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/15$.

Avaliando a escala de redução do protótipo de 1:15 (Figura 68) foi possível constatar que as relações dos parâmetros adimensionais de Shields (1936), Bagnold (1966) e Van Rijn (1984) representam, através das partículas de borracha, o comportamento da faixa granulométrica em areia grossa de 1,00mm a 0,500mm. As partículas de carvão Cardiff são referentes a faixas granulométricas de areia muito grossa a grossa (2,00mm a 0,500mm). Ao passo que, a areia (1ª campanha) identificou o comportamento das partículas de fração do cascalho grosseiro, sendo a areia (2ª campanha) responsável pela atuação em protótipo da faixa de cascalho grosseiro a cascalho médio (16,0mm a 4,00mm). O carvão CATA representou, nesta mesma escala, os sedimentos classificados como cascalho grosseiro a cascalho fino (16,0mm a 2,00mm), respectivamente.



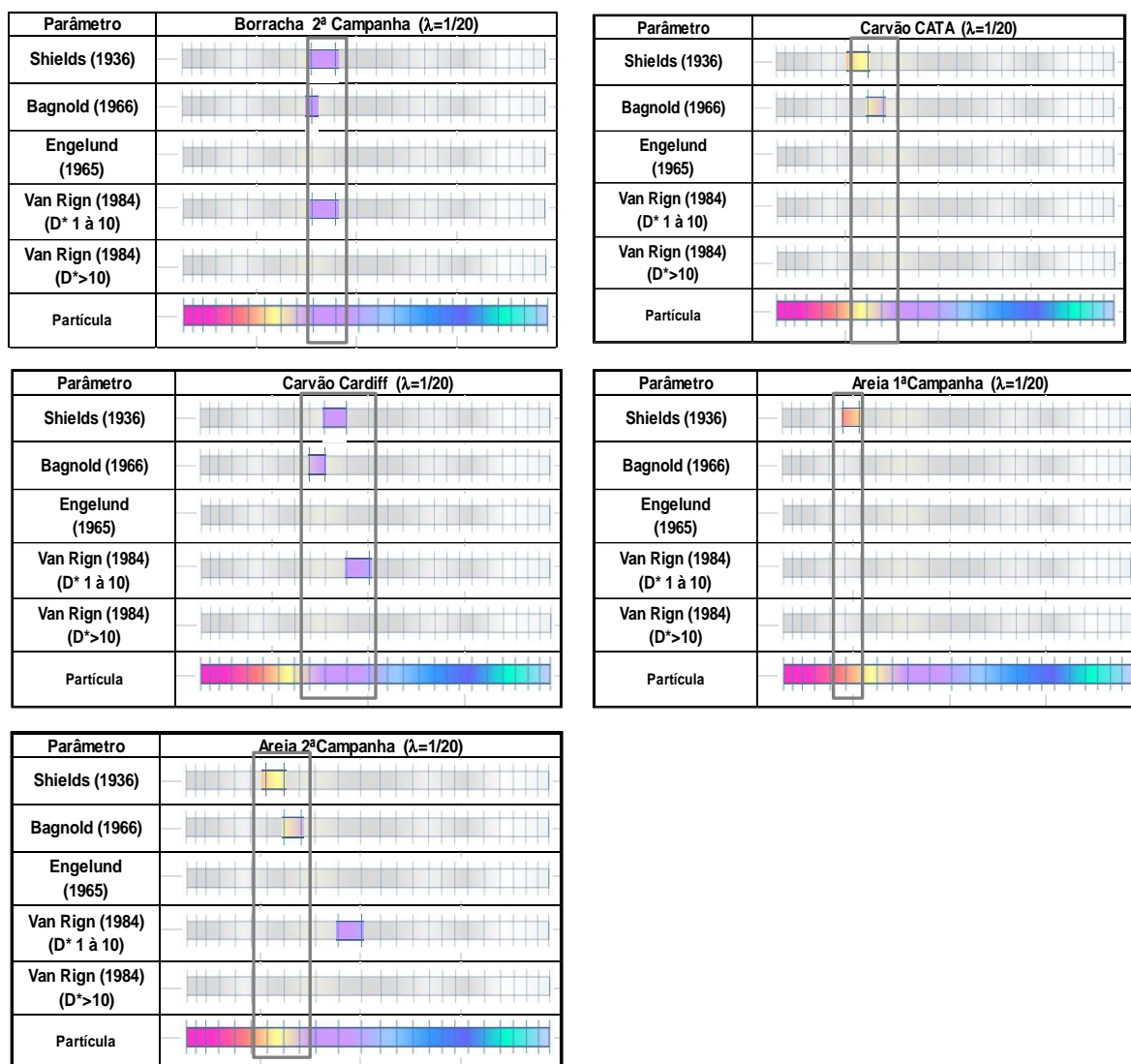


Figura 69 - Escala de classificação granulométrica dos diâmetros definidos ao protótipo, $\lambda=1/20$.

Observou-se na Figura 69 que para a escala de protótipo de 1:20 as partículas de areia (1ª campanha) e carvão CATA demonstraram um comportamento semelhante a faixa granulométrica de cascalhos grosseiros a médios (16,0mm a 2,00mm), já as partículas de borracha, carvão Cardiff e areia (2ª campanha) representariam os sedimentos nas faixas de cascalho fino a areia grossa (4,00mm a 0,500mm), definindo o maior intervalo de grãos durante a realização dos ensaios em laboratório.

Considerando a maioria dos materiais utilizados como sedimentos no modelo, e a partir das escalas definidas de protótipo pode-se avaliar que a escala de grãos representadas foram de areia muito grossa a grossa (2,00mm a 0,500mm), definidas

principalmente pelas relações de Shields (1936), Bagnold (1965) e Van Rijn (1984) em $D^* > 10$.

Os materiais utilizados nas simulações experimentais de maior peso específico, areia e carvão CATA, foram responsáveis por expressar o comportamento das escalas de cascalhos finos, médios a muito grosseiros (32,0mm a 2,00mm) em todas as escalas verificadas nos parâmetros de Shields (1936), Bagnold (1965) e Van Rijn (1984). Não sendo recomendada sua utilização para a representação da areia muito grossa característica da seção de controle da PCH-Andorinhas.

Outro aspecto relevante foi observado nos resultados do carvão Cardiff, os quais definem como faixa de representação das partículas areia muito grossa a grossa (2,00mm a 0,500mm), semelhante à encontrada na estação fluviométrica Potiribu. Esta condição é justificada através da redução do diâmetro da partícula utilizado em laboratório, responsável por reduzir o impacto da densidade próxima a do carvão CATA (1,44 g/cm³).

Avaliando as escalas de redução atribuídas a PCH- Andorinhas e as faixas granulométrica obtidas pelas relações adimensionais de Shields (1936), Bagnold (1966), Van Rijn (1984) e Engelund (1965), pode-se concluir que a escala de representação final indicada para este estudo seria de 1:15. Pois, para os diâmetros dos descarregadores de fundo de 33, 50, 75 e 100mm utilizados define-se a magnitude do comportamento de remoção de sedimentos em barragens com uma altura estimada de 5,00 a 11,60m, conseqüentemente classificadas como barramentos de pequeno porte e, portanto, de acordo com as limitações impostas para reservatórios desta dimensão.

6 Conclusões

De acordo com os resultados obtidos no modelo físico Conceitual foi possível constatar a influência proporcionada principalmente pela variação das características físicas das partículas utilizadas para a avaliação da remoção de sedimentos por meio dos descarregadores de fundo. As diferenças de diâmetro das partículas e de peso específico foram evidenciadas, permitindo a representação geral do fenômeno de transporte de sedimentos através dos parâmetros adimensionais em função das características físicas das partículas em condições de protótipo.

Considerando a distribuição dos perfis longitudinais extraídos a partir dos ensaios realizados nos modelos físicos Conceitual, Final e Complementar foi possível verificar a similaridade apresentada na literatura entre os ângulos de inclinação dos taludes (α_i) das fossas de remoção e os ângulos de repouso dos materiais quando submersos, sendo um parâmetro importante para a aproximação dos perfis adimensionalizados.

Os maiores comprimentos ($L_{ss}máx.$) foram atribuídos aos maiores diâmetros das estruturas dos descarregadores de fundo, tendo sido os menores diâmetros responsáveis pelas menores fossas de remoção geradas nos três modelos físicos e nos diferentes materiais sedimentares avaliados.

Através das estimativas de comprimento máximo do cone de remoção ($L_{ss}máx.$) definidas pelas equações de Meshkati et al. (2010a), Meshkati et. al (2010) apud Emamgholizadeh (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), considerando as características gerais de altura de lâmina de água, velocidade e altura do depósito de sedimentos dos ensaios realizados em laboratório, que se evidenciou a necessidade de inserção do diâmetro da estrutura de remoção para a determinação dos novos parâmetros adimensionais.

Os adimensionais de estimativa de cota (π_z), comprimento ($\pi_{L_{ss}máx.}$) e largura ($\pi_{W_{ss}máx.}$) máximos apresentaram boas concordâncias quando aplicados aos resultados obtidos dos ensaios realizados nos 3 (três) diferentes modelos físicos Conceitual, Final e Complementar, sendo as características dos sedimentos parâmetros importantes para a futura aplicabilidade dos adimensionais em escala de protótipo.

Foram constatados bons resultados entre os adimensionais previstos, conforme Equação 62 e Equação 63, e os parâmetros utilizados por diferentes autores, sendo o diâmetro das estruturas dos descarregadores de fundo e as

condições do escoamento (estas representadas através do Número de Froude acrescentado em ambos os adimensionais) importantes informações a serem utilizados na representação do processo de formação do cone de remoção de sedimentos junto aos descarregadores de fundo.

As semelhanças dimensionais entre o comprimento ($L_{ss}máx.$) e a largura ($W_{ss}máx.$) máximos referentes à geometria do cone de remoção foram constatadas por meio das conformações de fundo nos diferentes materiais. A maior similaridade de $W_{ss}máx.$ definida foram entre os resultados obtidos experimentalmente em laboratório e as larguras máximas teóricas estimados por Meshkati et al. (2010b), os quais definem em sua formulação e análise a tendência geral das características de distintos ensaios e diferentes materiais utilizados.

Na verificação das estimativas de volume removido por meio das equações disponíveis em literatura, pode-se concluir que, indiferentemente do modelo físico analisado, os melhores resultados foram expressos por Meshkati et al. (2010a), pois identifica volumes reais inferiores ao removido pelos descarregadores de fundo, propiciando assim, um cenário a favor das condições de segurança e manutenção da vida útil do empreendimento quando utilizado em simulações de escala de protótipo.

Quando verificadas somente as condições de ensaio referentes ao modelo físico Conceitual todos os autores avaliados, Emamgholizadeh (2014), Meshkati et al. (2010a), Meshkati et al. (2010b), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Bina (2006), possuem boas estimativas dos volumes reais observados, possivelmente justificado pela constância do diâmetro dos descarregadores de fundo simulados e pela variação considerável de massa específica utilizada em laboratório.

As maiores divergências encontradas entre os volumes estimados e os observados foram constatadas em Fathi-Moghadam (2010) para todos os modelos físicos envolvidos, não sendo recomendada sua utilização para as condições verificadas.

As funções envoltórias limites, Equação 64 e Equação 65, definidas a partir dos adimensionais estabelecidos neste estudo, servem de ferramenta analítica para a estimativa das dimensões representativas das conformações cônicas de fundo em escala de protótipo, sendo a Equação 64 responsável por estimar comprimentos

($L_{ss,m\acute{a}x.}$) e larguras ($W_{ss,m\acute{a}x.}$) máximas conservadoras (a favor da segurança) e, conseqüentemente, menores do que as esperadas em condições reais de campo.

Considerando as informações referentes ao material de leito da estação fluviométrica Potiribu, que antecede o barramento da PCH- Andorinhas pode-se definir que as escalas de grãos representadas do protótipo foram de areia muito grossa a grossa (2,00mm a 0,50mm), definidas principalmente pelas relações de Shields (1936), Bagnold (1965) e Van Rijn (1984) em $D^* > 10$.

Os materiais utilizados nas simulações experimentais de maior peso específico, areia e carvão CATA, não são recomendados para a representação das partículas presentes na seção de controle, pois identificam o comportamento da classe de cascalhos finos, médios a muito grosseiros em todas as escalas verificadas nos parâmetros de Shields (1936), Bagnold (1965) e Van Rijn (1984).

Por fim, a escala considerada que melhor representaria as condições de protótipo utilizada neste estudo é a 1:15, pois identifica a magnitude do processo de remoção de sedimentos em barragens com uma altura estimada de 5,00 a 11,60m, por meio dos resultados obtidos pelos diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm dos descarregadores de fundo simulados.

Vale salientar que as condições de operação em *Pressure Flushing*, observadas durante a realização dos ensaios preliminares, concentram a remoção de sedimentos em um curto período de tempo, ocasionado instantaneamente logo após o acionamento dos descarregadores de fundo. Esse transporte rápido de sedimentos através do maciço permite atribuir um indicativo de operação das estruturas de remoção, garantindo sua utilização durante a ocorrência de ondas de cheias no reservatório, de altas vazões em curtos períodos de tempo.

Outro aspecto relevante, definido durante a realização dos ensaios é a necessidade do acionamento periódico das estruturas de remoção, pois esta forma de desassoreamento não possui a mesma eficiência quando realizada em materiais consolidados uma vez que os mesmos passam a apresentar maior coesão entre suas partículas não sendo removidas independentemente da carga hidráulica existente sobre a estrutura dos descarregadores de fundo.

7 Recomendações para trabalhos futuros

Considerando os resultados obtidos neste trabalho, cabe ressaltar as seguintes recomendações para trabalhos futuros:

- A realização de estudos referentes ao tempo de ocorrência da remoção dos sedimentos via descarregadores de fundo na modelagem física, de maneira a possibilitar a determinação em escala de protótipo do tempo de acionamento e operação dessas estruturas de remoção, sem que haja perdas significativas do volume de água armazenado no reservatório de interesse;
- O desenvolvimento de novas propostas de design aos descarregadores de fundo tradicionais, com o objetivo de aumentar a eficiência do processo de desassoreamento em reservatórios;
- A aplicação dos adimensionais em novos estudos de caso para confirmação de sua representatividade em condições distintas de campo e em diferentes reservatórios.

Referências Bibliográficas

ABREU, Aline Saupe; OLIVEIRA et al. Análise preliminar do alcance de remoção de sedimentos por descarregadores de fundo em pequenas barragens. In: **XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica**, 28., Buenos Aires: Argentina, 2018. p. 1-10.

ATKINSON, E. **The Feasibility of Flushing Sediment from Reservoirs.**, Report OD 137, HR Wallingford, November., 1996. p. 99.

AUEL, Christian. **Flow characteristics, particle motion and invert abrasion in sediment bypass tunnels.** 2014. Tese (Doctor Sciences of Eth Zurich) - RWTH Aachen University, Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology, Zurich, Germany. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/273063171/download>> Acesso em: 17 jul. 2017.

BAGNOLD, Ralph Alger. An approach to the sediment transport problem from general physics. **US government printing office.** 1966.

BATUCA, Dan; JORDAAN, J. M. **Silting and Desilting of Reservoirs.** [S.l.]: [s.n.], 2000. V. 1.

BOES, R. M.; AUDEL, C.; HAGMANN, M.; ALBAYRAK, I. Sediment bypass tunnels to mitigate reservoir sedimentation and restore sediment continuity. 2014. Proc. **River Flow**, Lausanne, Switzerland.

BRANDT, S. A. *A review of reservoir desiltation.* **International Journal of Sediment Research.** 2000.

CAMPELLO, Bruno Souza Costa. **Estudo da velocidade de queda e do início do movimento das partículas de borracha e areia.** 2017. 90 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

CARVALHO, Newton de Oliveira. **Hidrossedimentologia Prática.** CPRM e ELETROBRÁS. Rio de Janeiro, RJ. 1994. 384p.

CESARE, G. de; SCHLEISS, A. J. Innovative approach to sediment management. **Hydropower & Dams**, Issue Three, [s. l.], n. Three, p. 68–73, 2011.

CESARE, Giovanni de. **Alluvionnement des retenues par courants de turbidité**. 1998. Thèse, [s. l.], v. 1820, p. 1–275. Disponível em: < https://infoscience.epfl.ch/record/103708/files/EPFL_TH1820.pdf > Acesso em: 21 nov. 2017.

CHANSON, Hubert. **The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways**. Swtes & Zeitlinger B. V., Amsterdam, 2002. 424 p.

Comitê Brasileiro de Barragens. (2003). **Assoreamento em Reservatório: diretrizes e estudos de caso**. Boletim 115, [S.l.]: [s.n.].

COREY, Arthur Thomas. **Influence of shape on the fall velocity of sand grains**. [M. Sc. thesis]: Colorado A&M College. Fort Collins, Colorado. 1949.

ELETROBRÁS, Centrais Elétricas Brasileiras. Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros. **Relatório do IPH/UFRGS**. Rio de Janeiro, RJ. 1992.

EMAMGHOLIZADEH, S.; FATHI-MOGHADAM, M. Pressure Flushing of Cohesive Sediment in Large Dam Reservoirs. ASCE. **Journal of Hydrologic Engineering** 19(4), p. 674-681. 2014.

EMAMGHOLIZADEH, S.; BATENI, S. M.; JENG, D. S. Artificial intelligence-based estimation of flushing half-cone geometry. **Engineering Applications of Artificial Intelligence**, n. 26, p.2551-2558. 2013.

EMAMGHOLIZADEH, S.; BINA, M.; FATHI-MOGHADAM, M.; GHOMEYSHI, M.; Investigation and Evaluation of the Pressure Flushing Through Storage Reservoir. ARPN. **Journal of Engineering and Applied Sciences** 1(4), p. 7-16. 2006.

ENGELUND, F. A criterion for the occurrence of suspended load. **La Houille Blanche**, v. 8, n. 7, 1965.

ERBISTE, P. C. F. Comportas Hidráulicas. **Editora Campus/Eletróbrás**, Rio de Janeiro. 1987.

FATHI-MOGHADAM, M. et al. (2010). Physical modelling of pressure flushing for desilting of non-cohesive sediment. **Journal of Hydraulic Research**, v. 48, n. 4, p.509-514.

FORTIER, Samuel; SCOBAY, Fred Charles. **Permissible canal velocities**. Trans. ASCE, v. 89, p. 940–956, 1926.

FRUCHART, F.; CAMENEN, B. Reservoir Sedimentation Different Type of Flushing - Friendly Flushing Example of Genissiat Dam Flushing. **International Symposium on dams for a changing world**, [s. l.], p. 2–7, 2012. Disponível em: <<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00761305/document>> Acesso em: 14 ago. 2017.

FUKUDA, T.; YAMASHITA, K.; OSADA, K.; FUKUOKA, S. (2012). Study on flushing mechanism of dam reservoir sedimentation and recovery of riffle-pool in downstream reach by a flushing bypass tunnel. **Proc. Intl. Symposium on Dams for a changing world**, Kyoto, Japan. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/273063171/download>> Acesso em: 09 mar. 2018.

HJULSTROM, Filip. Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris, Bulletin. **Geological Institute Upsala**, v. 25, p. 221-527, 1935.

ICOLD, International Commission on Large Dams. Sedimentation control of reservoirs/Maîtrise de l'alluvionnement des retenues. **Committee on Sedimentation of Reservoirs**. Paris. 1989.

KANASHIRO, W. H.; DIAS, G. G. **Curso Segurança de Barragens**. Disponível em: <https://capacitacao.ead.unesp.br/conhecercrh/bitstream/ana/110/14/Unidade_6-modulo1.pdf> Acesso em: 09 mai. 2017.

KONDOLF, G. M.; GAO, Y.; ANNANDALE, G. W.; MORRIS, G. L.; JIANG, E.; ZHANG, J. et al. **Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: Experiences from five continents**. *AGU Publications*, 256 - 280. 2014. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/2013EF000184>> Acesso em: 02 abr. 2017.

LOPES. **Estudo do assoreamento do reservatório de Americana**. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 85p. 1993.

MADADI, Mohamad Reza; RAHIMPOUR, Majid; QADERI, Kouros. **“Sediment flushing upstream of large orifices: An experimental study**, in *Flow Measurement and Instrumentation*”. 52, p.180–189. 2016.

MAHMOOD, K. (1987). Reservoir sedimentation – impact, extent and mitigation. **World Bank Tech. Paper No. 71**. Washington, DC.

MESHKATI, S. M. S.; SUMI, T.; KANTOUSH, S. A.; EMAMGHOLIZADEH, S. (2011). “Evaluating the Capability of Adaptive Neuro- Fuzzy Inference System to Predict of Flushing Half- Cone Volume in Reservoirs”. In: **34th IAHR World Congress-Balance and Uncertainty, 33th HYDROLOGY & WATER RESOURCES SYMPOSIUM, 10th HYDRAULICS CONFERENCE**, June 2011, Brisbane, Australia, 2011. p. 1787-1794.

MESHKATI, S. M. E.; DEHGHANI A.A.; SUMI T.; MOSAEDI A.; MEFTH-A H.M. (2010a). Experimental Investigation of Pressure Flushing Technique in Reservoir Storages. In: **Water and Geoscience proceedings of the 5th IASME/WSEAS International Conference on Water Resources, Hydraulics and (WHH’10) and the 4th IASME/WSEAS International Conference on Geology and Seismology (GES’10)**, University of Cambridge, UK, February 23-25, pp. 132-137.

MESHKATI, M. E. S.; SUMI, T.; NASER, G.; AHADPOUR, A. (2010b). “Experimental Investigation of local half-cone scouring against dam. **River Flow**, Dittric, Koll, Aberle & Geisenhainer, Bundesanstalt Für Wasserbau. P. 1267-1273.

MESHKATI, M.E.; DEHGHANI, A. A.; NASER, G.; EMAMGHOLIZADEH, S.; MOSAEDI, A. “Evolution of Developing Flushing Cone during the Pressurized Flushing in Reservoir Storage”. **World Academy of Science, Engineering and Technology, International Scholarly and Scientific Research & Innovation**, Vol.3, N°10, pp.355–359. 2009.

MME, Ministério De Minas e Energia. –. **Balanço energético nacional**. [S.l.]: [s.n.], 2015.

MOREIRA, L. F. F.; MARIN, E. M. Fator de encobrimento e seletividade no transporte: análise do fenômeno e estudo experimental. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 1, 1998.

MORRIS, G. L.; FAN, J. **Reservoir Sedimentation Handbook**. [S.l.]: [s.n.], 1998.
MUHAMMAD, A. C.; REHMAN, H. “Worldwide Experience of Sediment Flushing Through Reservoirs”. **Mehram University Research Journal of Engineering & Technology**, v. 31, n° 3, july, 2012.

NAGO, Hiroshi. **Discharge Coefficient of Underflow Gate in Open Channel**. Department of Civil Engineering. Okayama University. Okayama, Japan. April 1983.

PEREZ, E. de S.; COSTA, H. D. N.; PASSINATO, L. A. O. **Comportas Hidráulicas**. 2011. 57f. Trabalho Acadêmico Avaliativo - Universidade Tecnológica do Paraná, Departamento Acadêmico de Eletrotécnica, Curso de Engenharia Industrial Elétrica, Curitiba, Paraná. Disponível em:<<https://pt.scribd.com/doc/73278120/Trabalho-Comportas-Rev5>>Acesso em: 19 fev. 2017.

RAMOS, CARLOS LLORET; ALFREDINI, PAOLO. Tópico 2: **Transporte de Sedimentos, erosões localizadas e modelos fluviais**. In: Curso Semelhança e Modelação Física em Hidráulica. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, Departamento de Engenharia Hidráulica da E. E. U. F. M. G., Belo Horizonte, 1989. p. 2.1 -2.16.

RUBEY, W. **Settling velocities of gravel, sand and silt particles**, AM J Sci 225(148). 1933. p. 325-338.

SARAIVA, L. S. et al. **Previsão do alcance da remoção de sedimentos por descarga de fundo de pequenas barragens**. [s. l.], p. 1–10, 2017.

SAYAH, S. M.; CALVO, S.; BONANNI, S. A. F. Design and erection of the 6 bottom outlets of Cerro del Águila dam for flood routing during construction and future sediment flushing. **Research Gate**, [s. l.], n. October 2015, 2016.

SIMONS, Daryl.; SENTURK, Fuat. **Sediment transport technology: Water and sediment dynamics**, Water Resources Publications, Littleton, Colorado. (1992).

SHEN, H. W. Flushing Sediment Through Reservoirs. **Journal of Hydraulic Research**. London. V. 37, nº6, p. 743-757, 1999.

SHEN, H. W.; LAI, J. S. Sustain reservoir useful life by flushing sediment. **International Journal of Sediment Research**, Beijing, v. 11, n. 3, p. 11-17, 1996.

SHIELDS, Albert. Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. **CalTech library**, 1936.

SILVA, A. M.; SCHULZ, H. E.; CAMARGO, P. B. **Erosão e Hidrossedimentologia em bacias hidrográficas**, São Carlos - São Paulo: RiMa, 2003. 37 p.

SILVA, Rui Carlos Vieira da; MASCARENHAS, Flavio Cesar Borda; MIGUEZ, Marcelo Gomes. **Hidráulica Fluvial**. Rio de Janeiro: COPPE/RJ, 2003. 305 p.

SUMI, T. **Reservoir sediment management measures and necessary instrumentation technologies to support them.** In Anais of The 6th Japan-Taiwan Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, 2006. Department of Civil and Earth Resources Eng., Graduate School of Engineering, Kyoto University. Disponível em:<http://ecohyd.dpri.kyoto-u.ac.jp/content/files/sumi-paper/2006/paper_sumi.pdf>Acesso em: 18 mai.2017.

TALEBBEYDOKHTI, N.; NAGHSHINEH, A. *Flushing Sediment Through Reservoirs.* Iranian **Journal of Science & Technology.** Dept. of Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, I. R. of Iran. Transaction B, Vol. 28, N° B1. Iran, 2004.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M. de.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. Decifrando a Terra. In: GIANNINI, Paulo César F.; RICCOMINI, Claudio. (Org.). **Sedimentos e Processos Sedimentares.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000. p. 167- 190.

VAN, R. L. C. Sediment transport, part I: bed load transport. **Journal of hydraulic engineering**, v. 110, n. 10, p. 1431-1456, 1984a.

VAN, R. L. C. Sediment transport, part II: suspended load transport. **Journal of hydraulic engineering**, v. 110, n. 10, p. 1613-1641, 1984b.

VANONI, V. A. *Sedimentation Engineering.* ASCE, **American Society of Civil Engineers.** New York, NY. 743p. 1977.

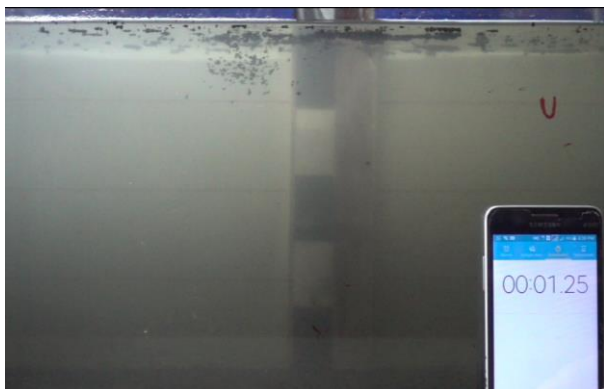
YANG, Chih Ted. Erosion and sedimentation manual. **US Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation.** Denver, CO. 2006.

YANG, Shu-qing. **Why cannot sediment transport be accurately predicted.** 35th IHAR World Congress, China.p. 1-10. 2013.

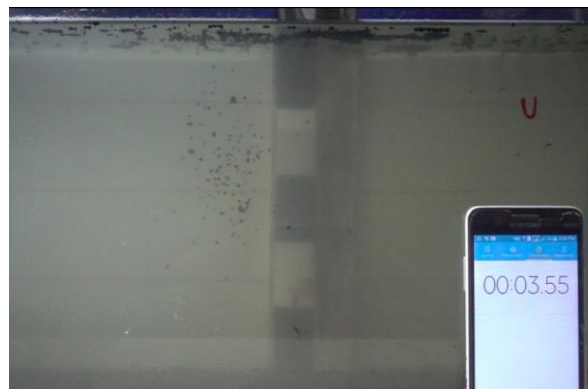
Apêndices

Apêndice A - Imagens dos ensaios de velocidade de sedimentação.

Borracha processada ($d = 1,18mm$)



Tempo inicial (t_0)= 1,25s



Tempo final (t_1)= 3,55s

Areia ($d = 0,850mm$)



Tempo inicial (t_0)= 6,98s

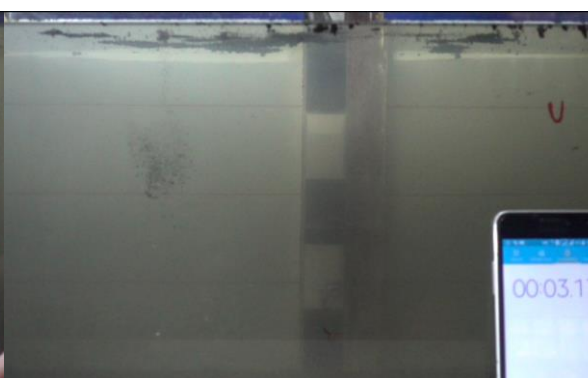


Tempo final (t_1)= 8,45s

Carvão Cardiff ($d = 0,300mm$)



Tempo inicial (t_0)= 1,51s



Tempo final (t_1)= 3,17s

Apêndice B - Comparativo entre as curvas de nível de diferentes materiais, modelo Conceitual, 1ª campanha.

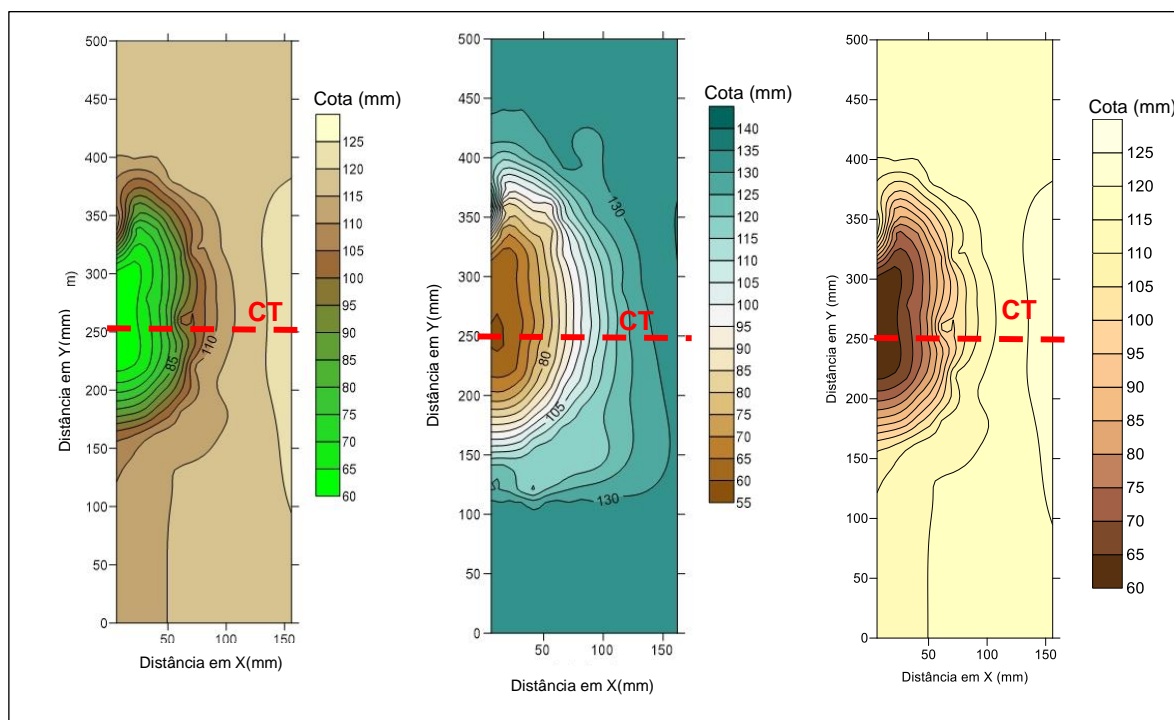


Figura 70 - Comparativo entre as curvas de nível, $Q = 2,50\text{l/s}$, condição de ensaio “2A”, Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.

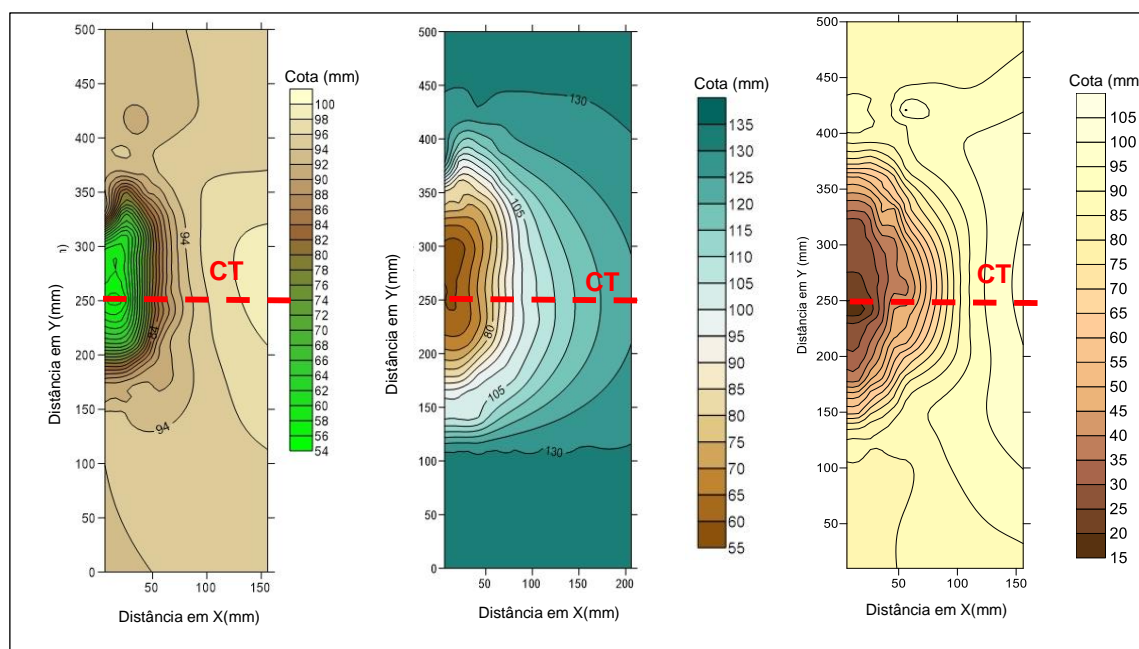


Figura 71 - Comparativo entre as curvas de nível, $Q = 3,50\text{l/s}$, condição de ensaio “6A”, Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.

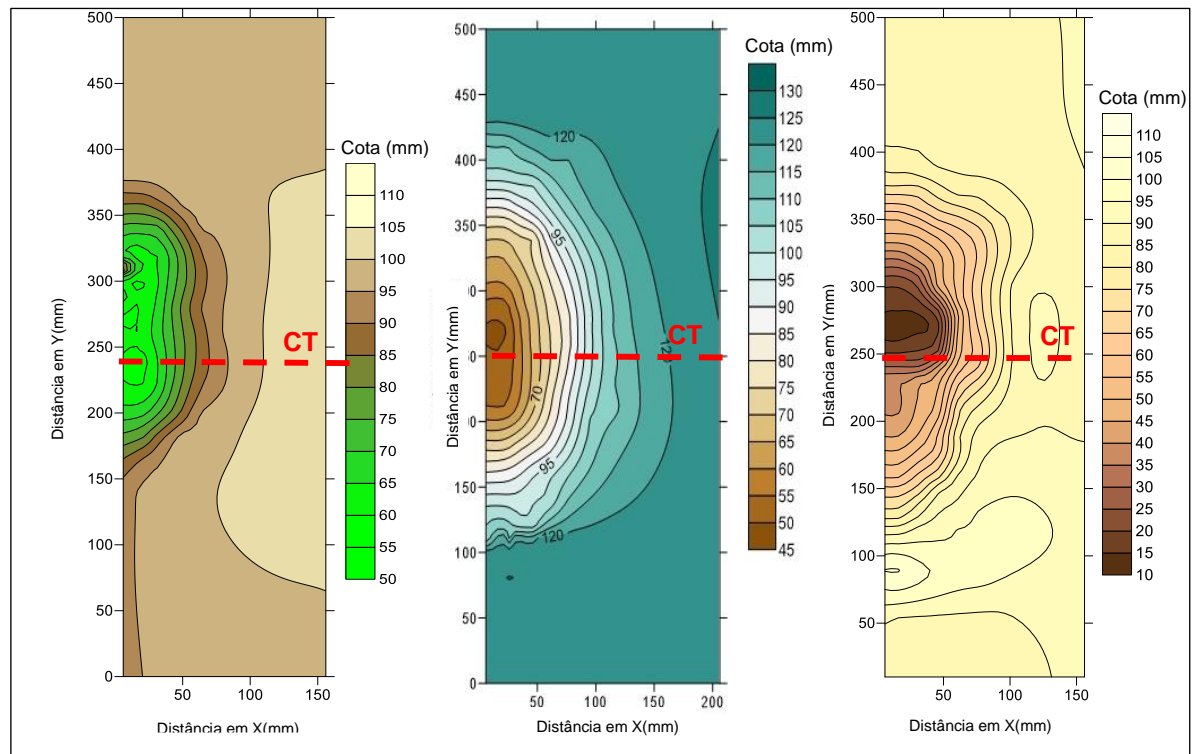


Figura 72 - Comparativo entre as curvas de nível, $Q = 4,20\text{l/s}$, condição de ensaio "7A", Areia, Carvão CATA e Borracha, respectivamente.

Apêndice C- Comparativo entre as curvas de nível de diferentes materiais, modelo Conceitual, 2ª campanha.

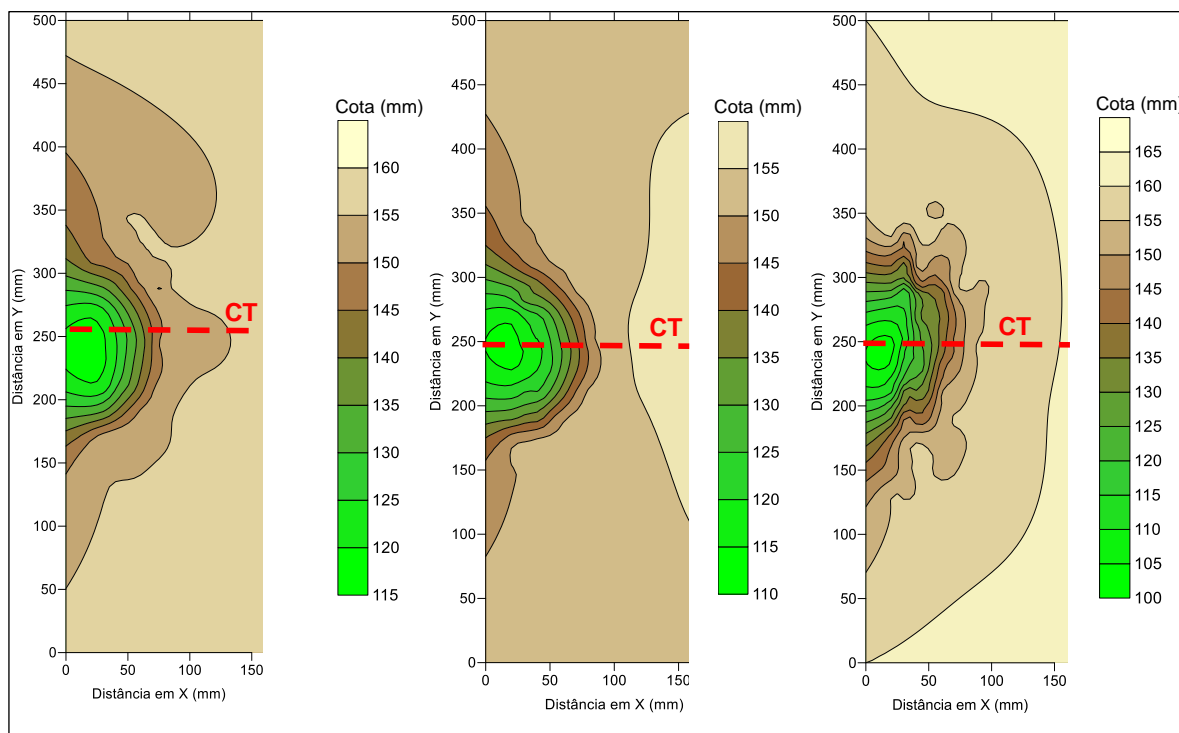


Figura 73 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "1B", areia, vazões de 0,70; 0,95 e 1,90l/s, respectivamente.

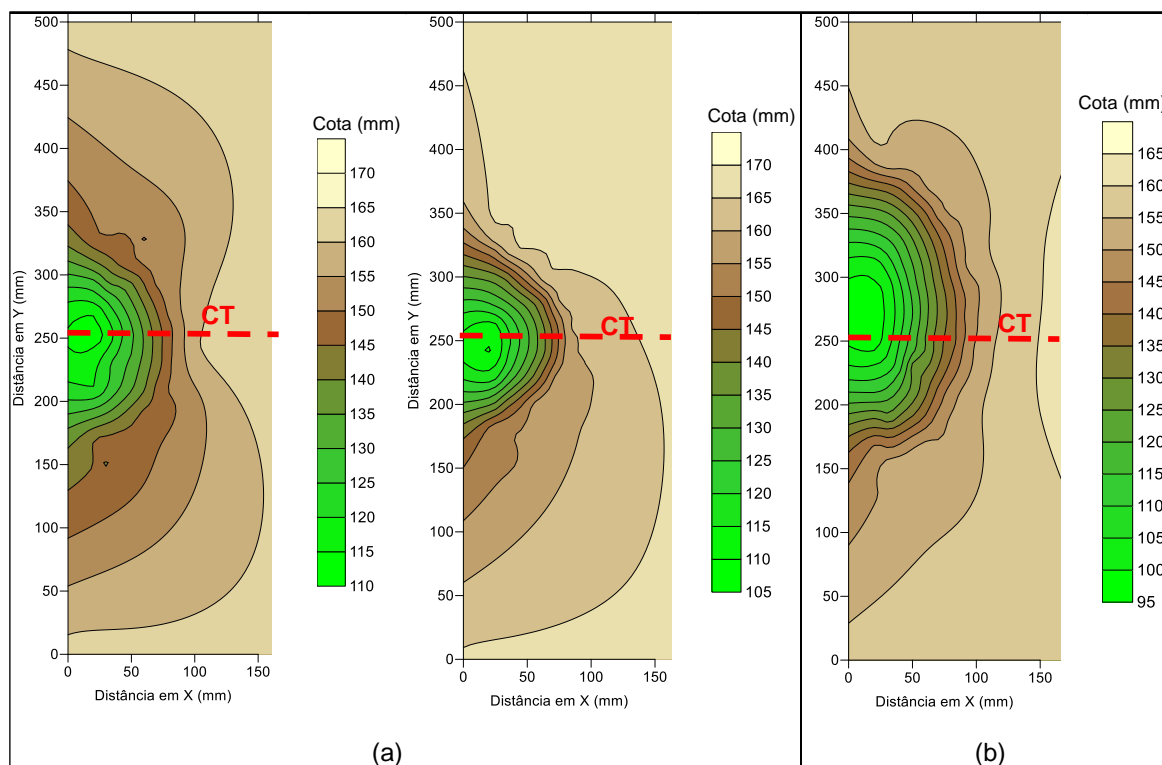


Figura 74 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "1B", areia, vazões de 1,95 e 1,96l/s (a), e situação "2B", areia, vazão de 2,50l/s (b).

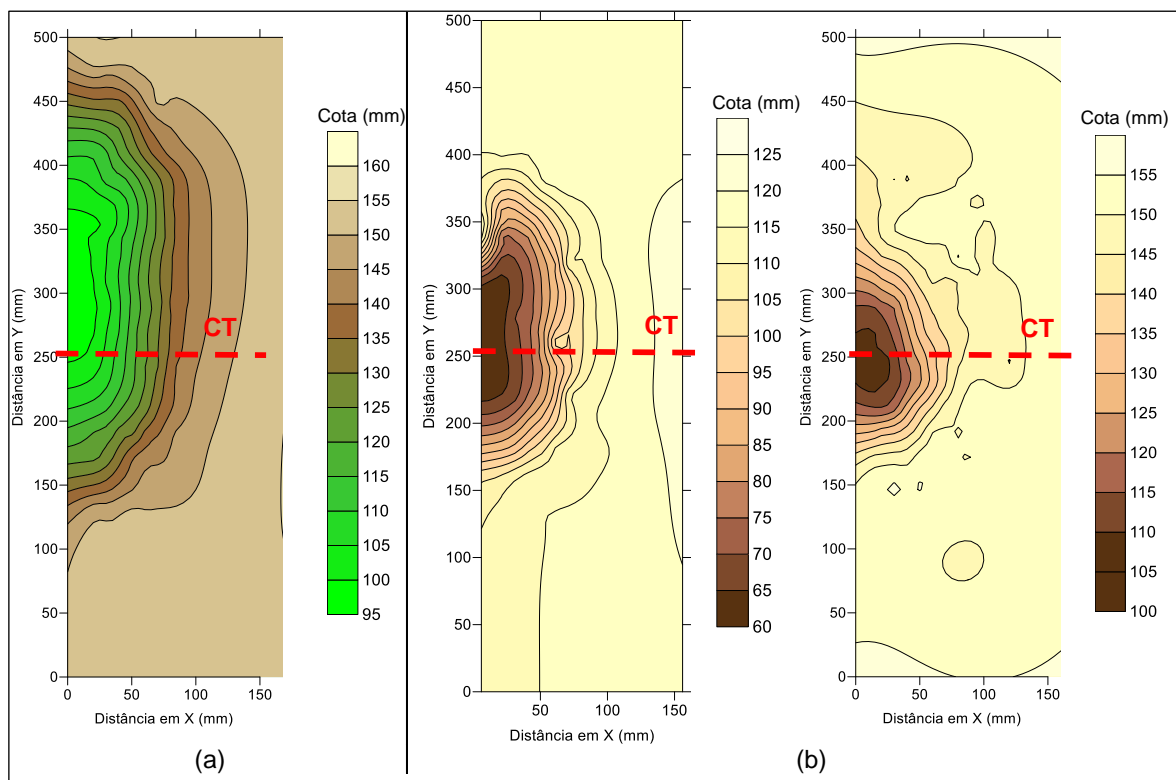


Figura 75 - Comparativo entre as curvas de nível, areia, situação "3B", vazão de 3,50l/s (a); e ensaios realizados em borracha, situação "1B", vazões de 0,70 e 0,95l/s (b).

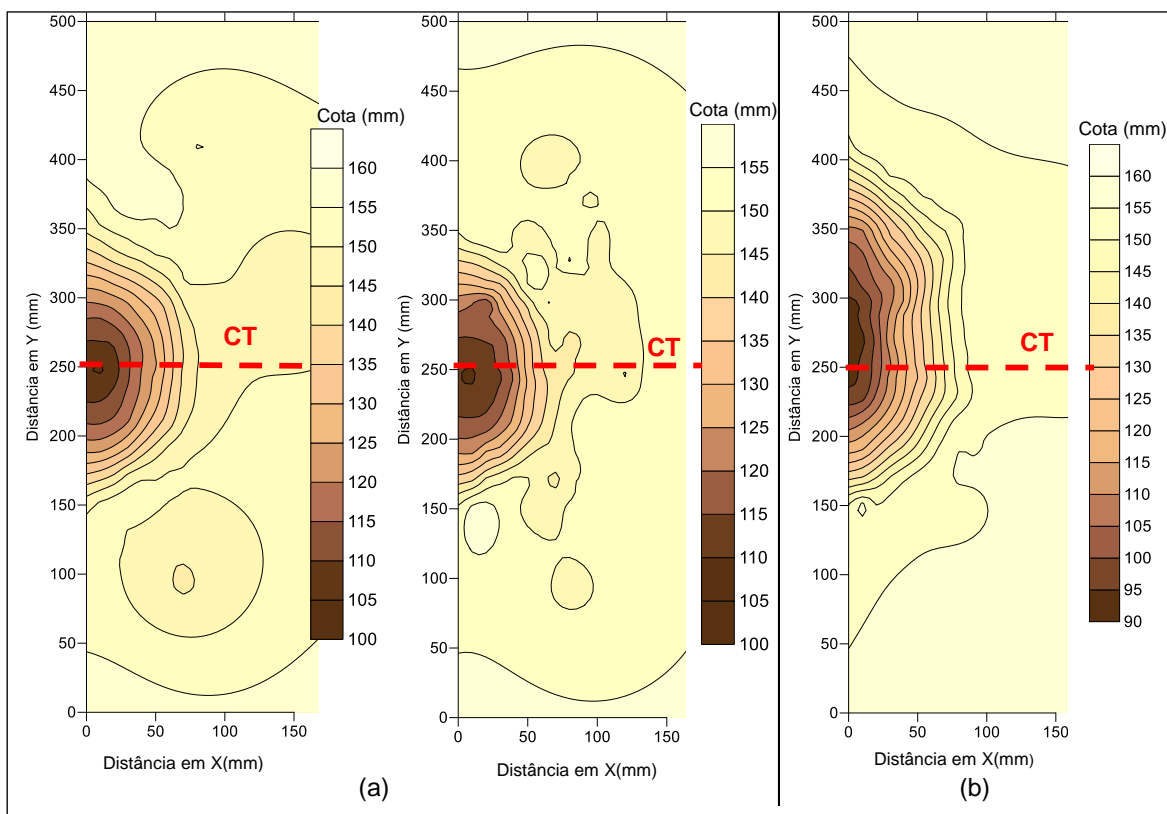


Figura 76 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "1B", borracha, vazões de 1,90(2x) e 1,96l/s (a); e situação "2B", borracha, vazão de 2,50l/s (b).

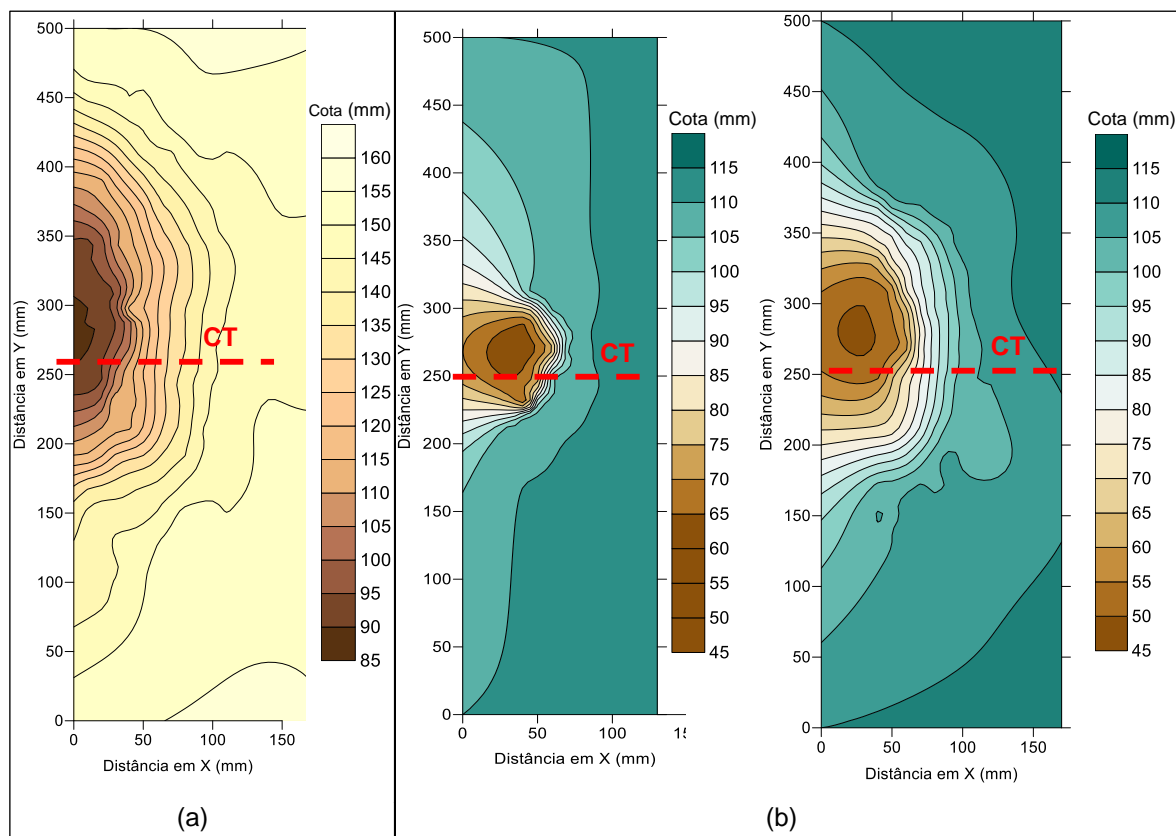


Figura 77 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “3B”, borracha, vazão de 3,50l/s (a); e situação “1B” e “2B”, carvão CATA, vazões de 1,90 e 2,56l/s, respectivamente (b).

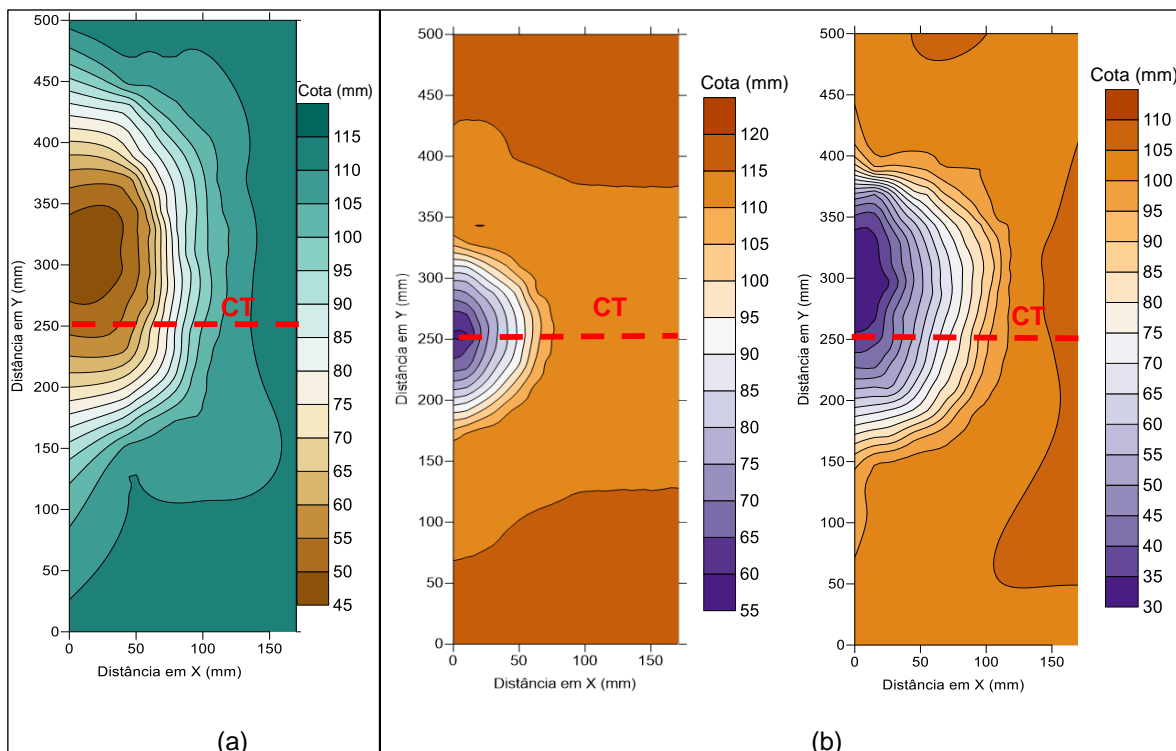


Figura 78 - Comparativo entre as curvas de nível, condição “3B”, carvão CATA, vazão de 3,50l/s (a); e situação “1B” e “2B”, carvão Cardiff, vazões de 0,88 e 2,60l/s, respectivamente (b).

Apêndice D - Comparativo entre as curvas de nível de DN 33, 50, 75 e 100mm, respectivamente, modelo físico Final, borracha processada.

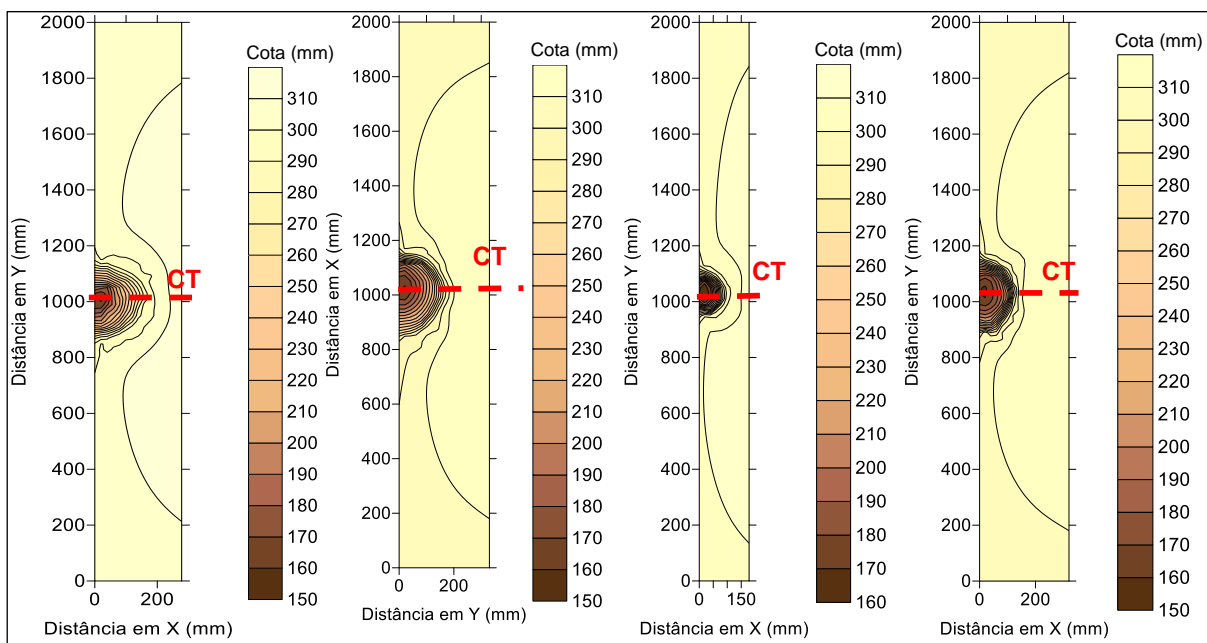


Figura 79 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 33mm, borracha processada, vazão de 1,00 (2x) e 1,20(2x)l/s, respectivamente.

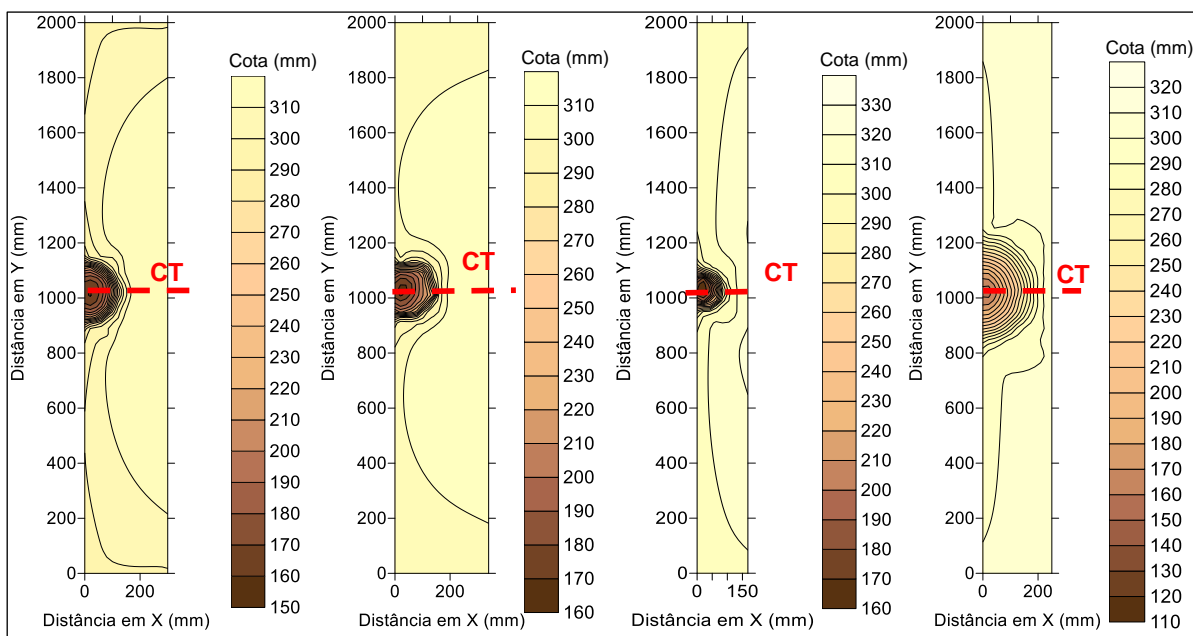


Figura 80 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 33mm, borracha processada, vazão de 1,20; 1,26; 1,40(2x)l/s, respectivamente.

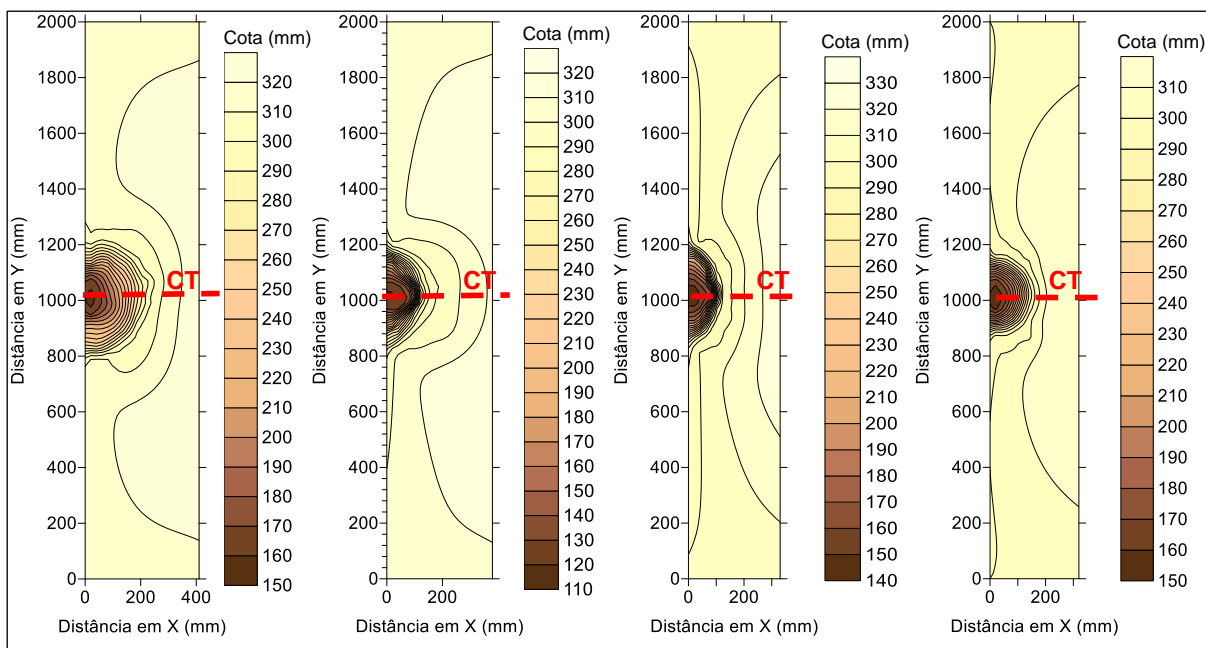


Figura 81 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 50mm, borracha processada, vazão de 1,98; 2,00; e 2,47(2x)/s, respectivamente.

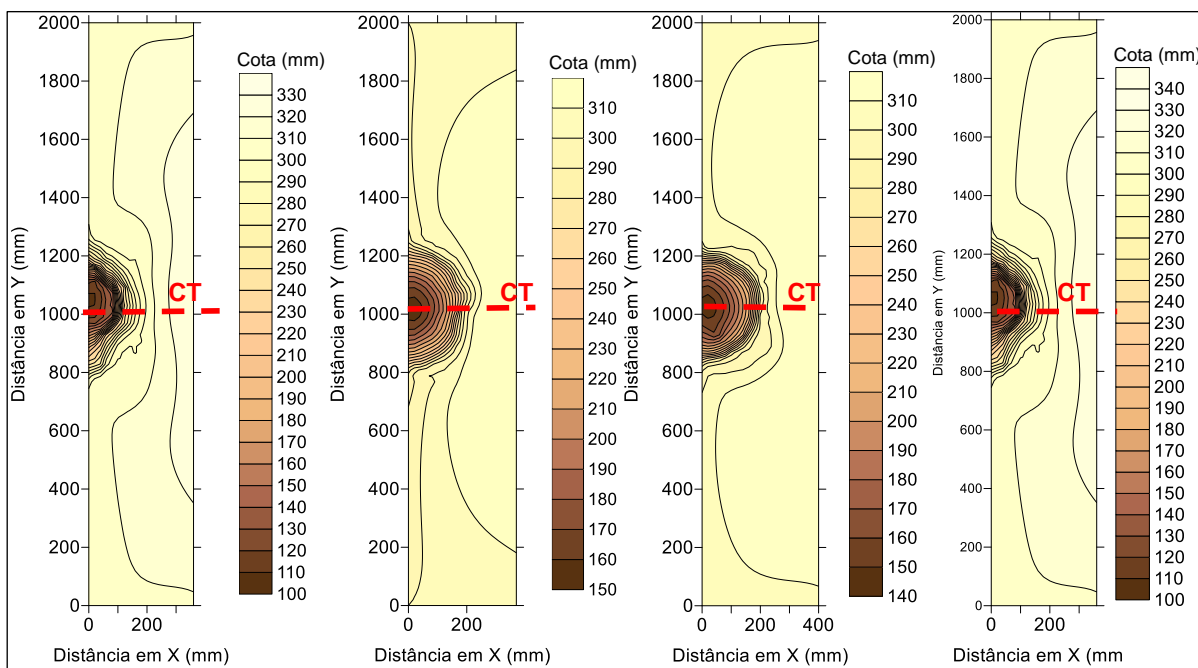


Figura 82 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 50mm, borracha processada, vazão de 2,90(2x); 2,98 e 3,00/s, respectivamente.

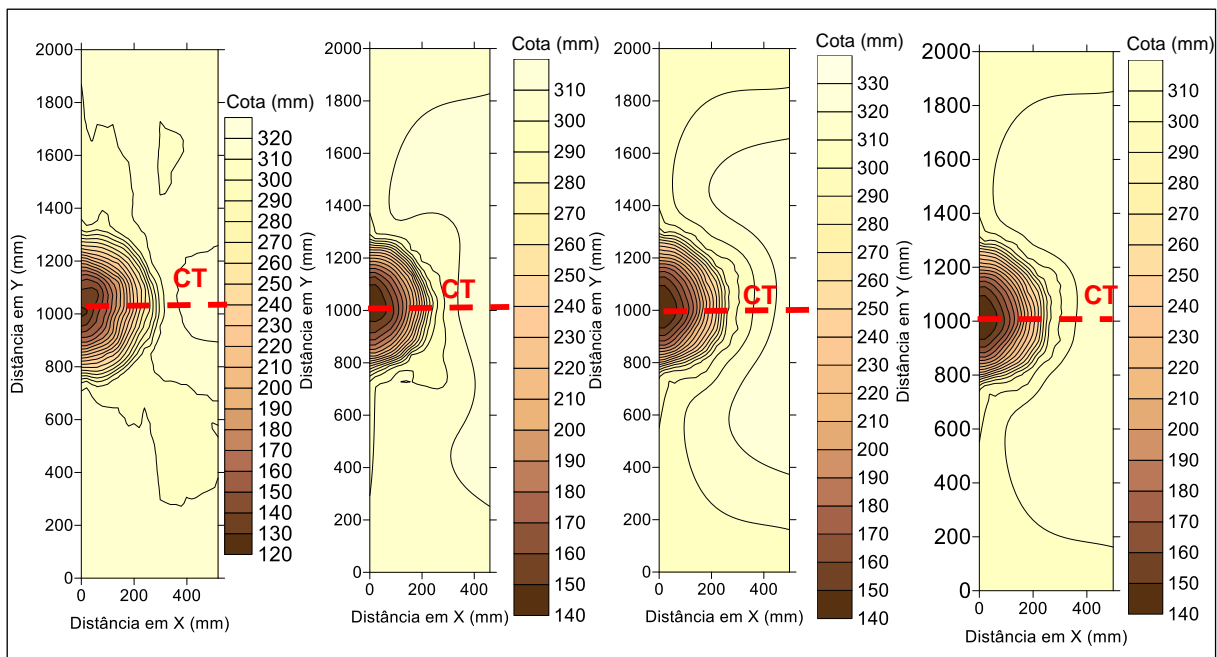


Figura 83 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 75mm, borracha processada, vazão de 5,85; 6,50 e 7,70; 7,80l/s, respectivamente.

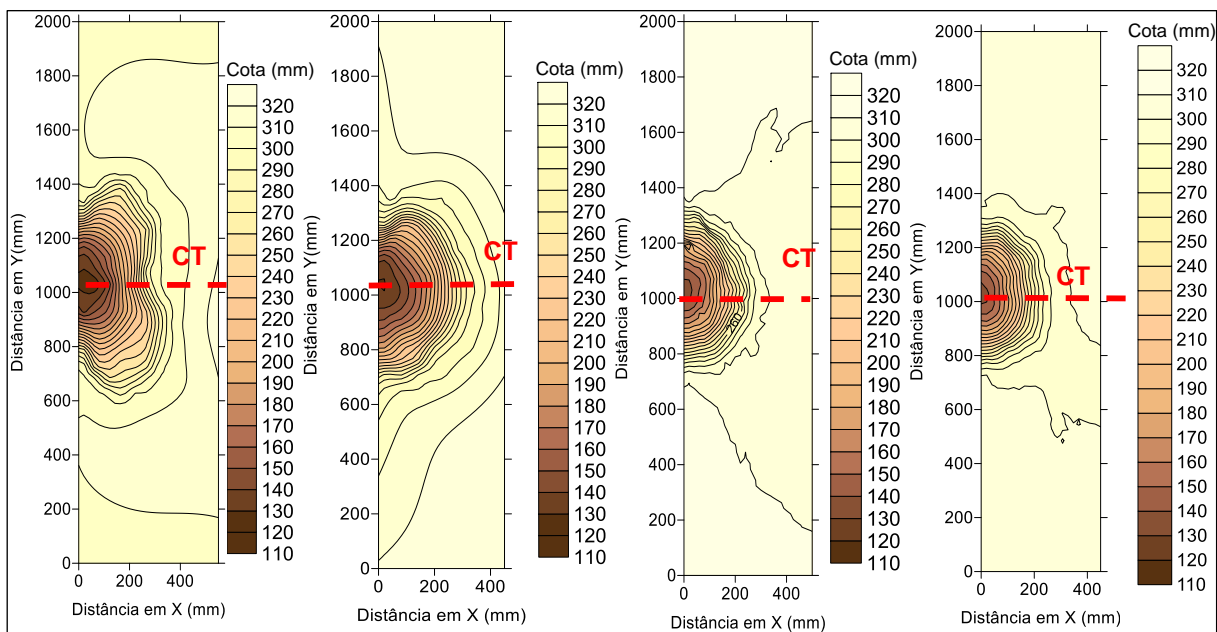


Figura 84 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 100mm, borracha processada, vazão de 10,30; 11,80; e 12,20 12,60l/s, respectivamente.

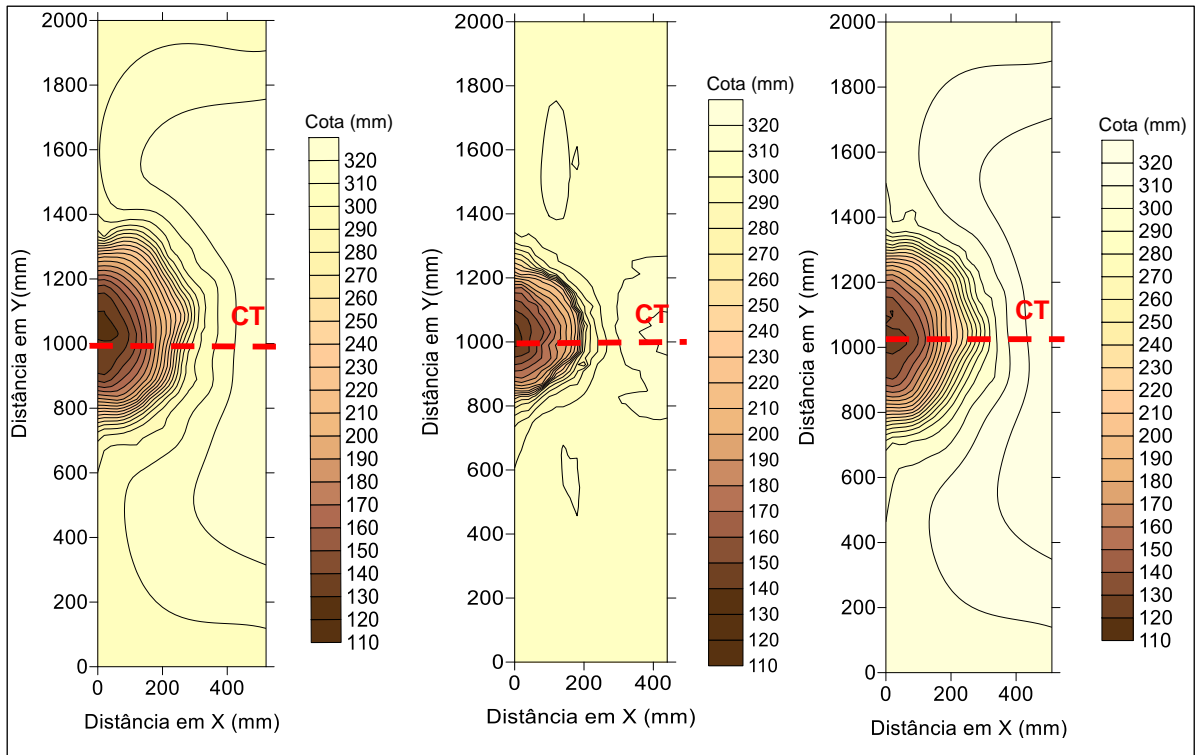


Figura 85 - Comparativo entre as curvas de nível, condição "5A"- DN: 100mm, borracha processada, vazão de 12,60; 13,50 e 14,00l/s, respectivamente.

Apêndice E - Comparativo entre as curvas de nível de DN 33, 50, 75 e 100mm, respectivamente, modelo físico complementar, borracha processada.

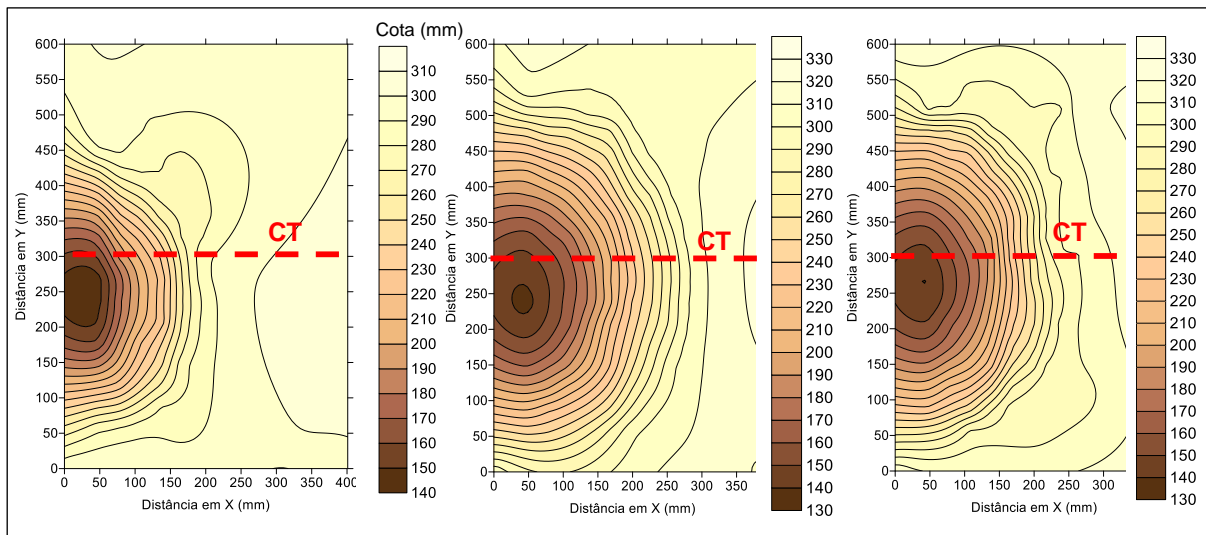


Figura 86 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 33mm, vazões de 1,28, 2,38; 2,51l/s, respectivamente.

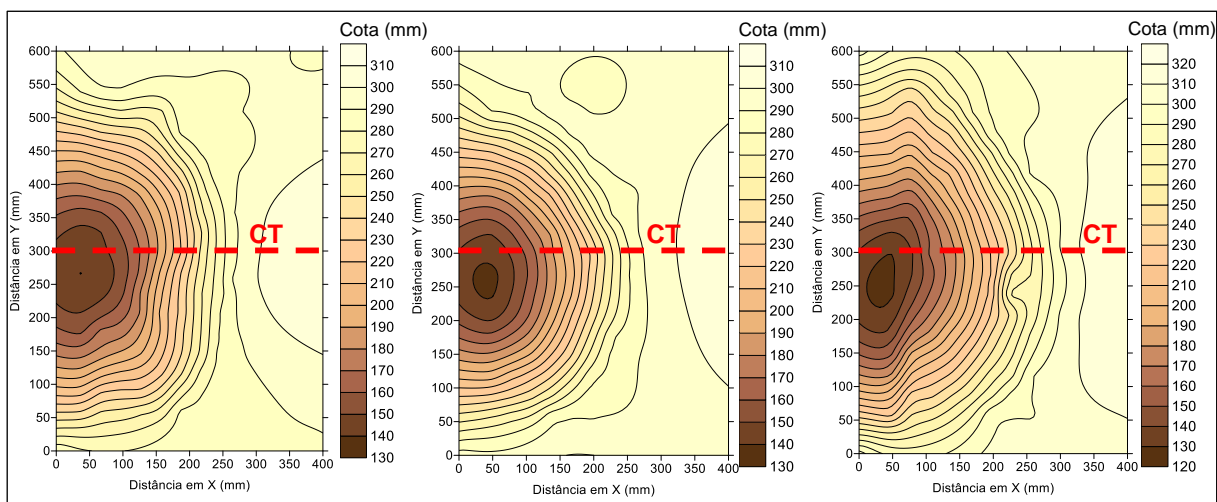


Figura 87 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 50mm, vazões de 2,24; 3,09; 4,09l/s, respectivamente.

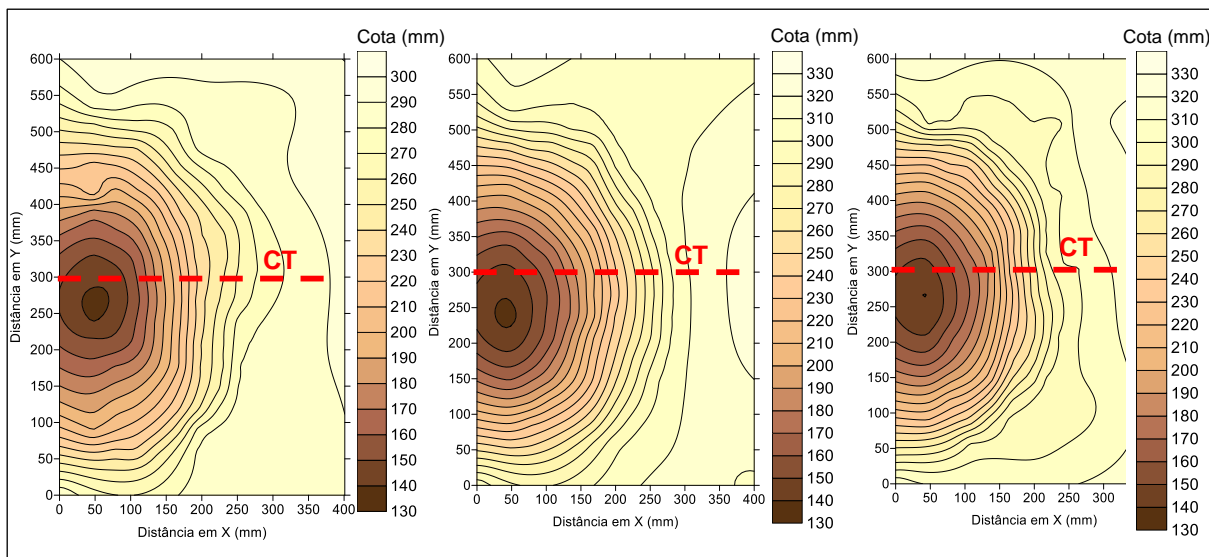


Figura 88 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 50mm, vazões de 2,28, 2,38; 2,51l/s, respectivamente.

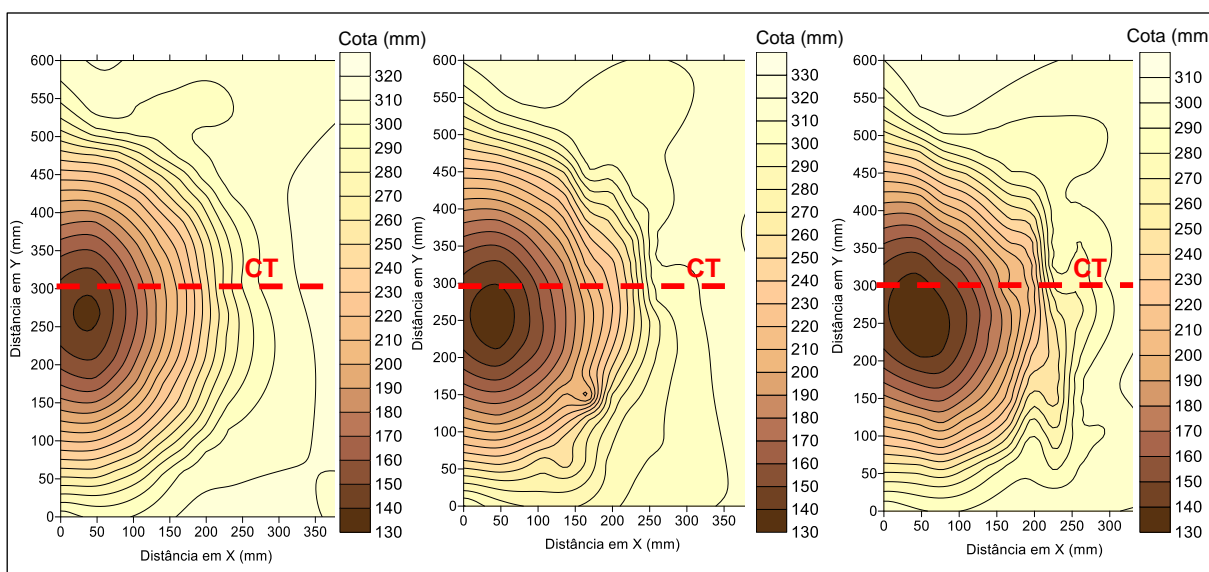


Figura 89 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 50mm, vazões de 3,00; 3,50; 3,56l/s, respectivamente.

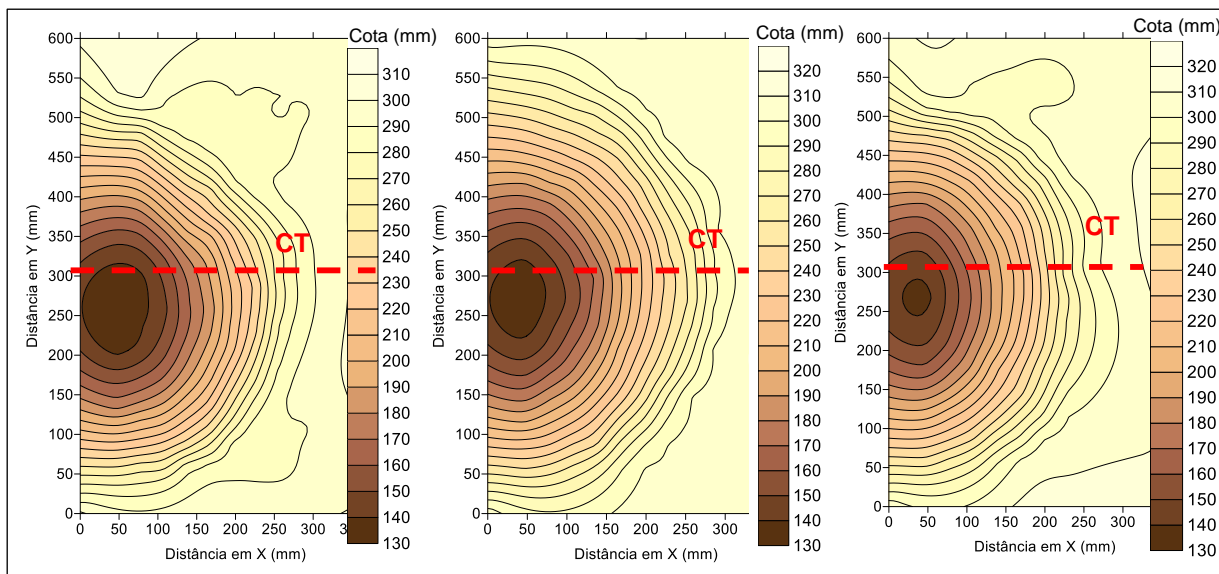


Figura 90 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 50mm, vazões de 3,75; 3,76; 4,12l/s, respectivamente.

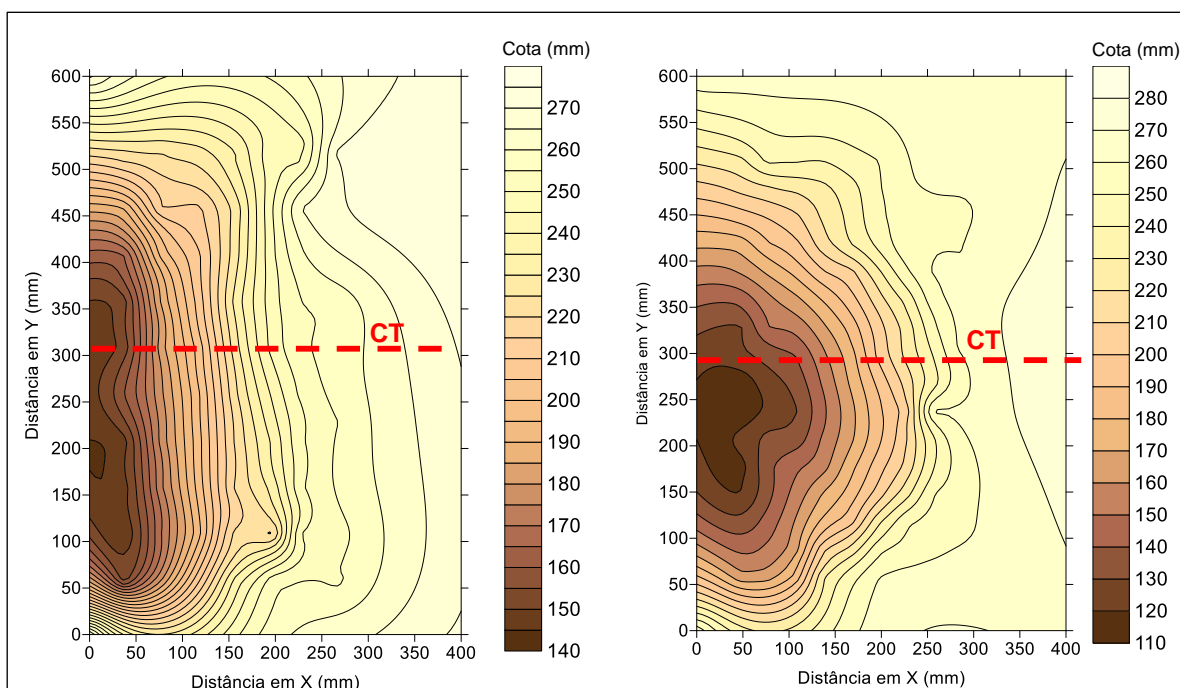


Figura 91 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 3,94 e 5,00l/s, respectivamente.

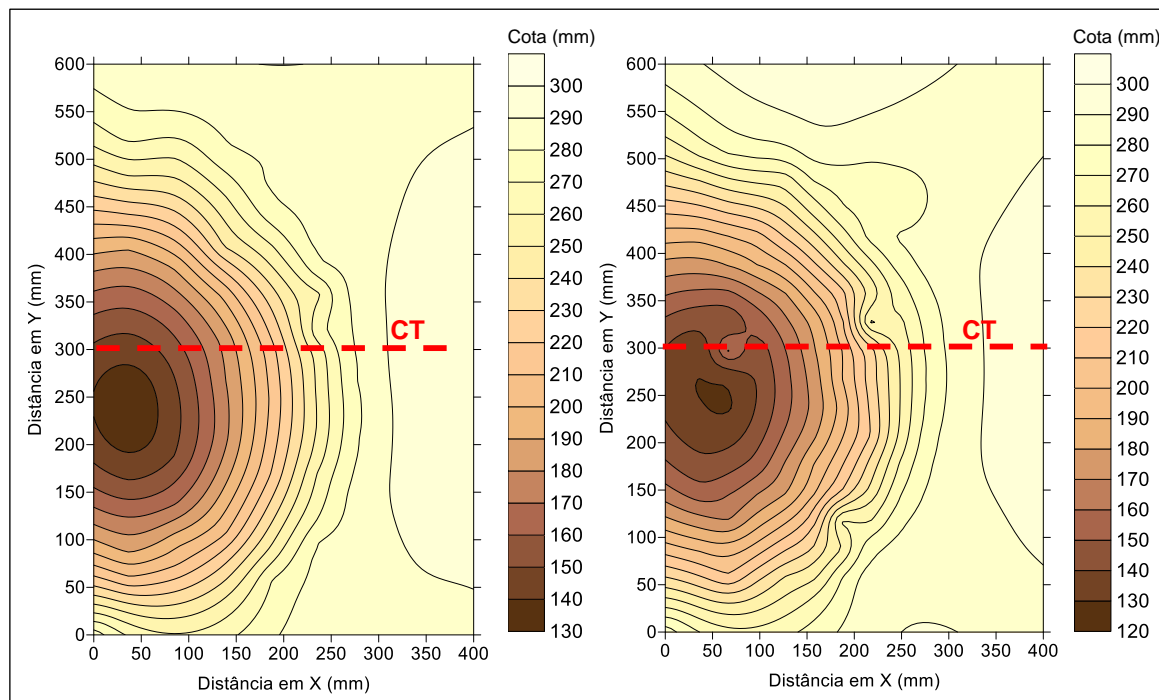


Figura 92 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 5,47 e 5,55l/s, respectivamente.

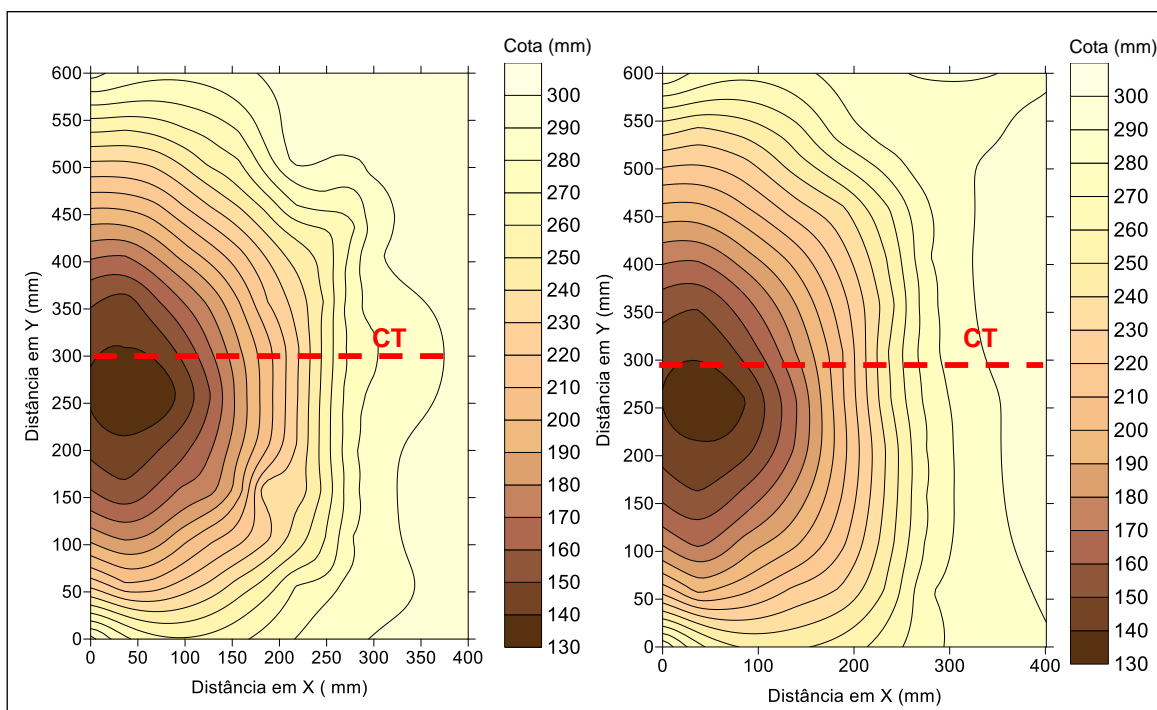


Figura 93 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 5,84 (2x)l/s, respectivamente.

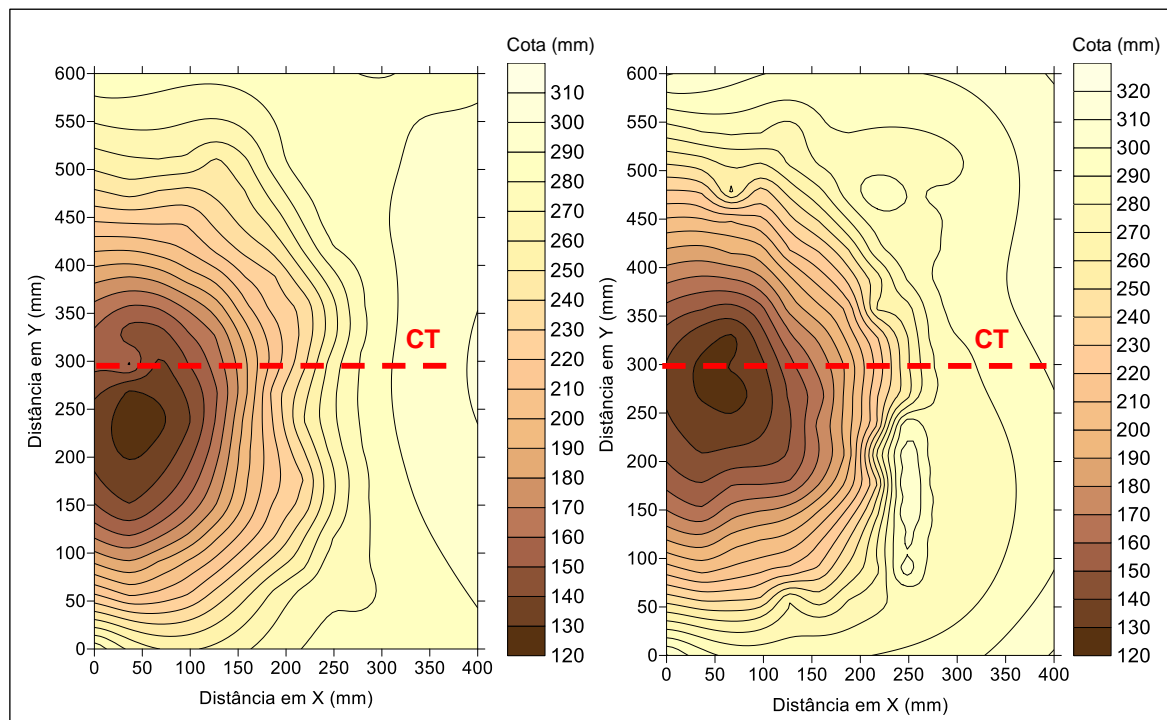


Figura 94 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A" - DN: 75mm, vazões de 7,11 e 7,15/s, respectivamente.

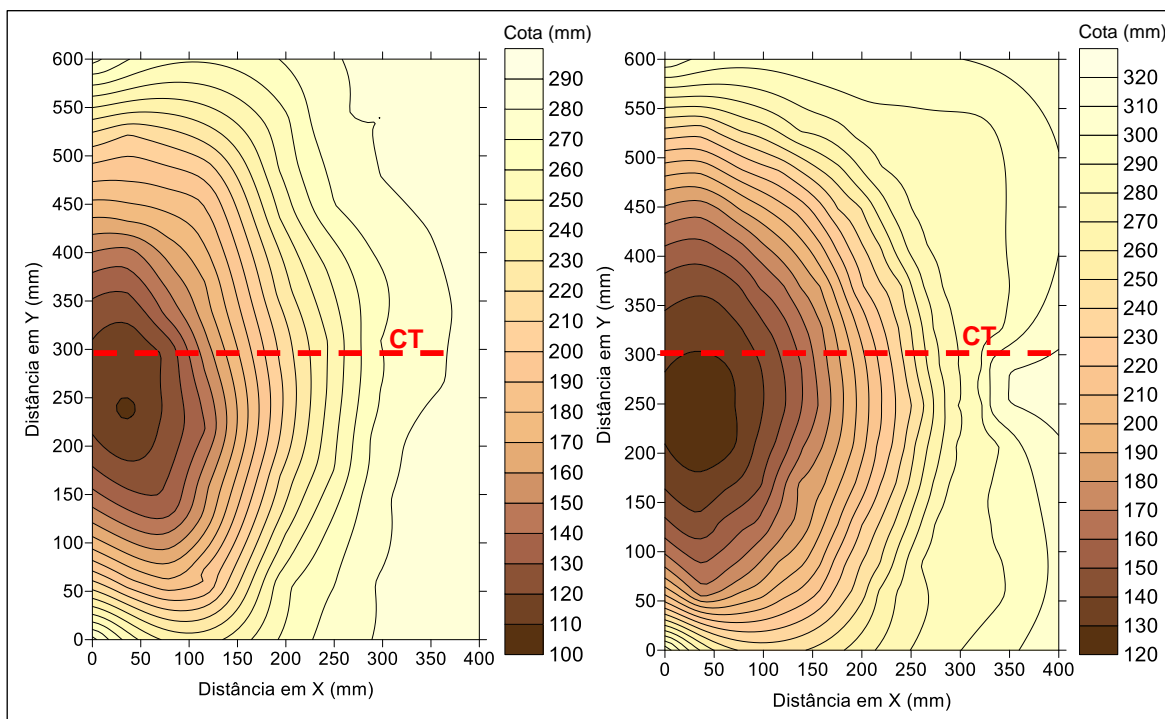


Figura 95 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A" - DN: 75mm, vazões de 8,47 e 8,50/s, respectivamente.

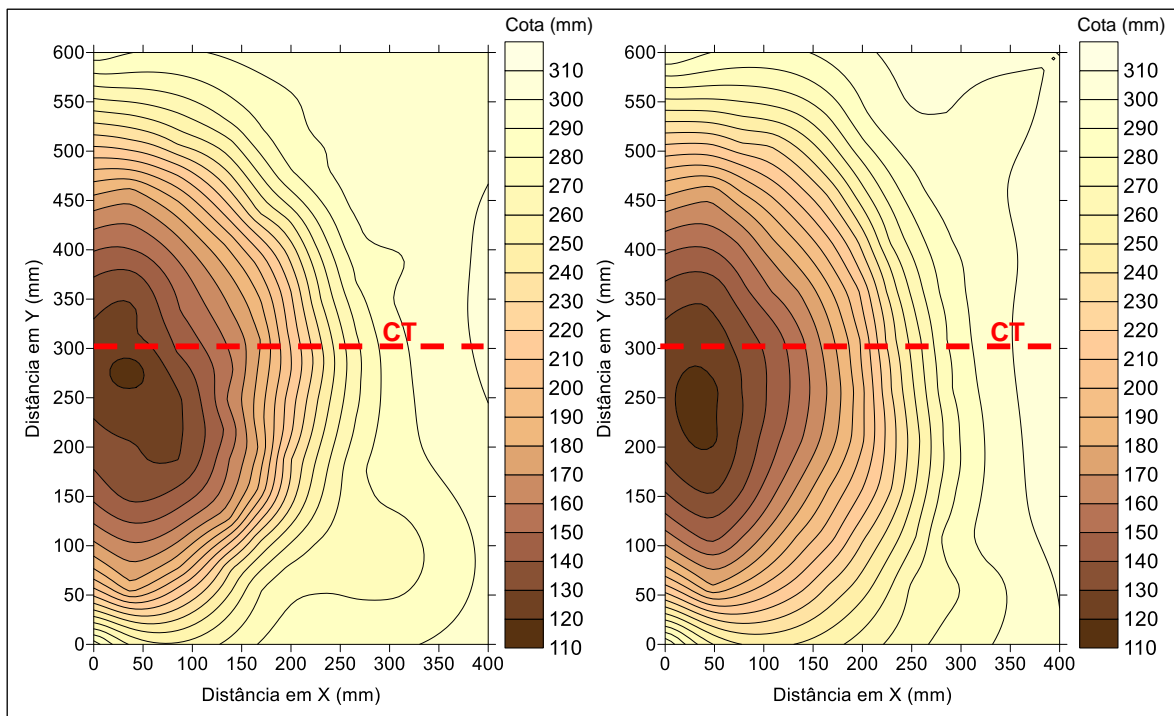


Figura 96 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 9,95 e 9,96l/s, respectivamente.

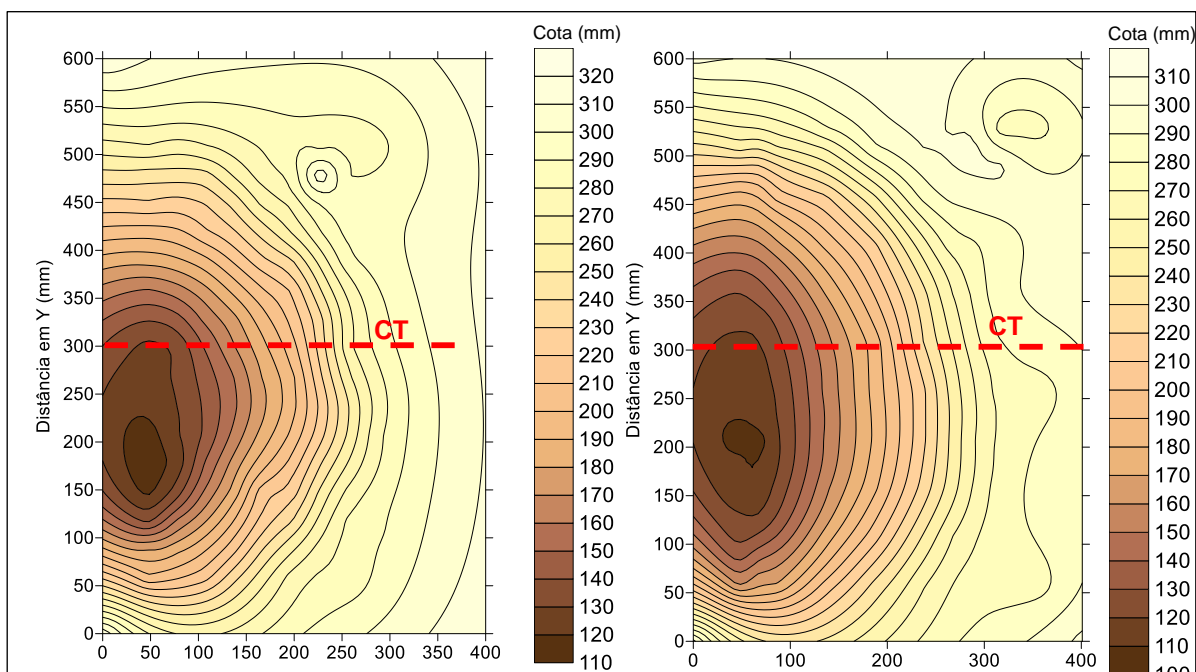


Figura 97 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 11,14 e 11,28l/s, respectivamente.

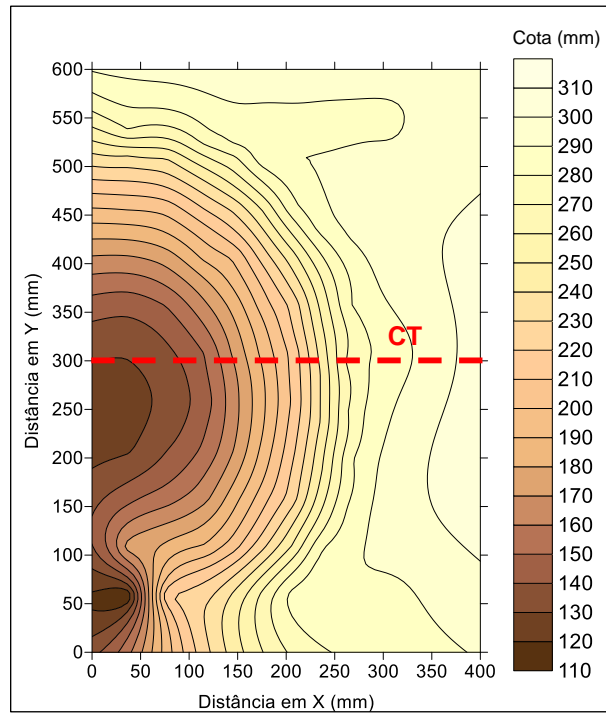


Figura 98 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 75mm, vazões de 12,13l/s.

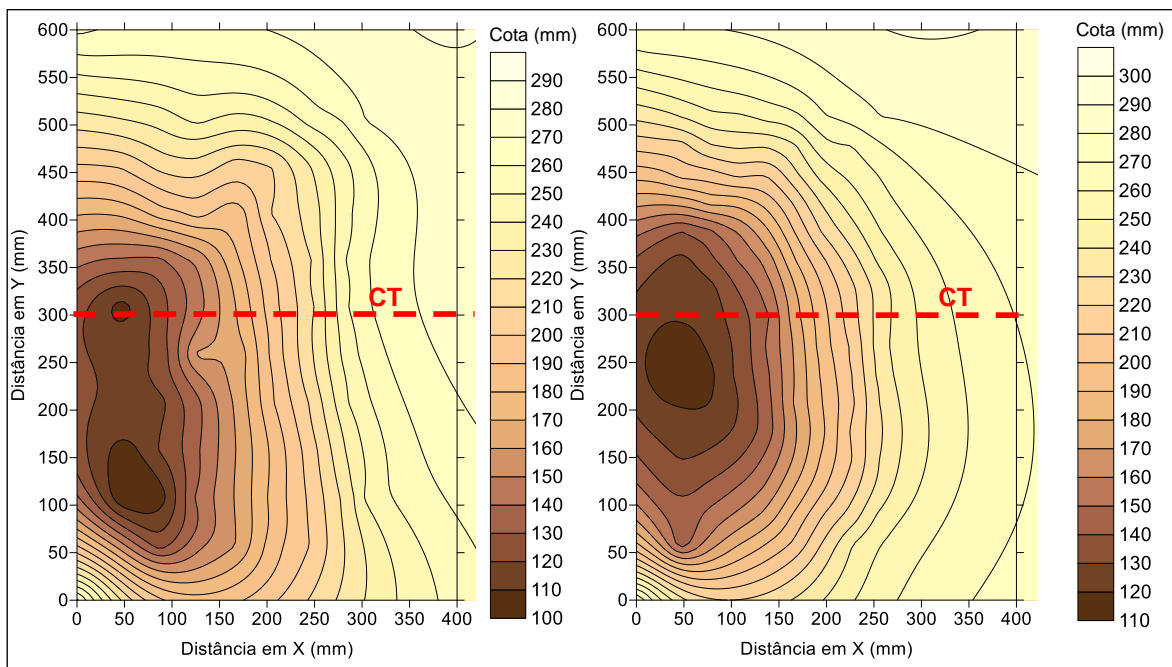


Figura 99 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 100mm, vazões de 8,56 e 12,31l/s.

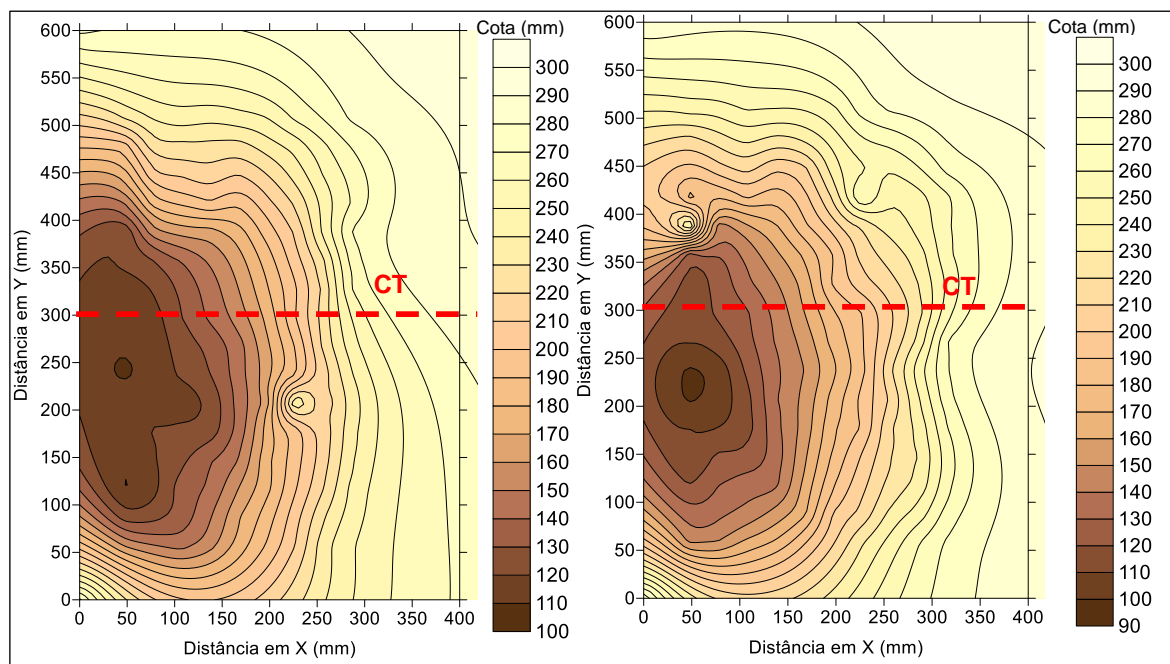


Figura 100 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 100mm, vazões de 13,23 e 15,61/s.

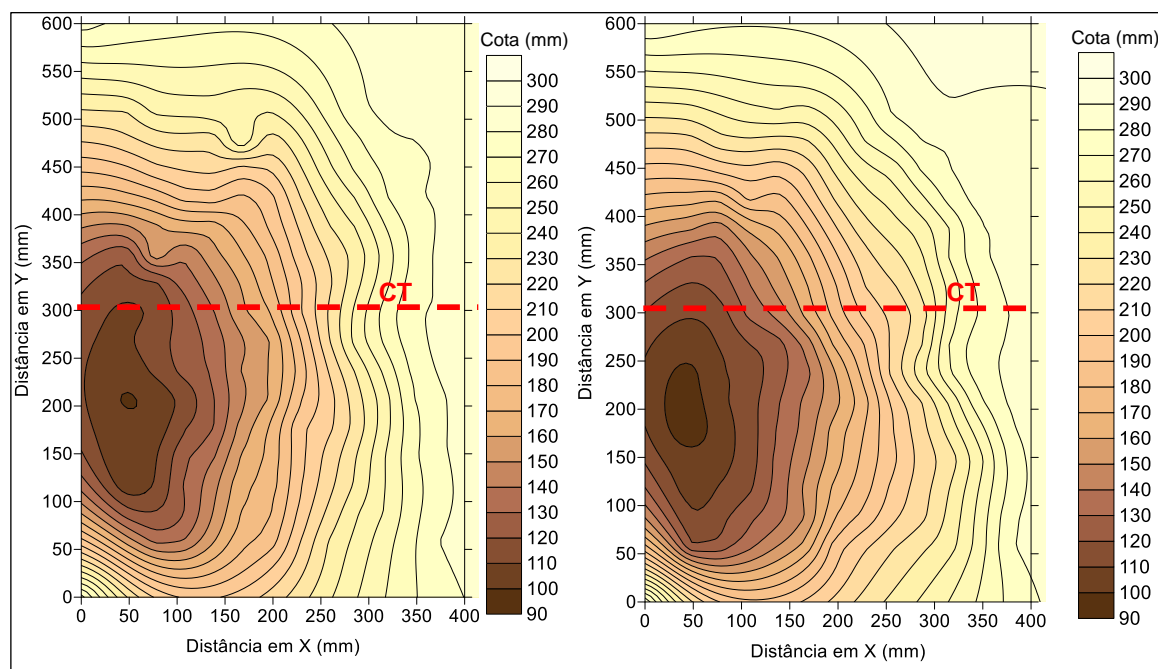


Figura 101 - Comparativo entre as curvas de nível em borracha processada, condição "5A"- DN: 100mm, vazões de 18,33 e 18,93/s, respectivamente.