

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**Escola de Engenharia**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS**  
**HÍDRICOS**

André Sandim Campos

**A IMPORTÂNCIA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING NA**  
**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS A FIO**  
**D'ÁGUA**

Belo Horizonte

2018

André Sandim Campos

**A IMPORTÂNCIA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING NA  
AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS A FIO  
D'ÁGUA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Hidráulica e Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Hidráulica em Barragem

Orientador: Aloysio Portugal Maia Saliba

Coorientador: Carlos Barreira Martinez

Belo Horizonte

2018

C198i	<p>Campos, André Sandim.  A importância do coeficiente de rugosidade de <i>Manning</i> na avaliação numérica do assoreamento de reservatórios a fio d'água [recurso eletrônico / André Sandim Campos - 2018.  1 recurso online (119 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Aloysio Portugal Maia Saliba.  Coorientador: Carlos Barreira Martinez.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 90-119.</p> <p>Inclui bibliografia.  Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Barragem - Teses. 4. Sedimentação (Geologia) - Teses. I. Saliba, Aloysio Portugal Maia. II. Martinez, Carlos Barreira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 628(043)</p>
-------	---



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos  
Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte - BRASIL  
Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br  
<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

## FOLHA DE APROVAÇÃO

A Importância da Variação do Coeficiente de Rugosidade de Manning na Avaliação Numérica do Assoreamento de Reservatórios a Fio d'Água

**ANDRÉ SANDIM CAMPOS**

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Prof. ALOYSIO PORTUGAL MAIA SALIBA

Prof. CARLOS BARREIRA MARTINEZ

Prof. MÁRCIO BENEDITO BAPTISTA

Prof. JORGE LUIS ZEGARRA TARQUI

Prof. ÉDER DANIEL TEIXEIRA

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Versão Final aprovada por

Prof. Taciana Toledo de Almeida Albuquerque  
Subcoordenadora

Prof. Aloysio Portugal Maia Saliba  
Orientador

Belo Horizonte, 21 de dezembro de 2018.

## AGRADECIMENTOS

Dedico esse trabalho a todos que dedicaram um pouco de seu tempo e conhecimento para ensinar e agregar à minha carreira. Primeiramente aos meus pais, Dalva e Carlos por toda esperança investida em mim desde criança, e as incontáveis vezes que acreditaram no meu potencial incondicionalmente.

Não posso esquecer dos importantes amigos que estiveram ao meu lado e me apoiaram nessa jornada, Adrielly Fonseca, Luiza Dulcetti, Mariana Bulgarelli e Rubens Campos.

Aos conhecimentos e paciência dos professores Carlos Martinez, Edna Viana e Jorge Tarqui. Aos esforços dos colegas do CPH, que direta ou indiretamente colaboraram com este trabalho, Laura Leite, Lívia Jacobini, Thomaz Figueiredo e Jéssica Teixeira.

Ao CPH da UFMG por me ceder o espaço para realização dos experimentos no modelo físico e sempre me receber de portas abertas.

Por último, mas não menos importante, o meu orientador Prof. Dr. Aloysio Portugal Maia Saliba. Um exemplo de profissional e principalmente de pessoa, que compartilhou seu conhecimento e me direcionou de forma precisa aos objetivos definidos. Mostrando o caminho que para se tornar um excelente profissional, primeiro é necessário ser um excelente ser humano.

*“Mais cedo ou mais tarde, a teoria sempre acaba assassinada pela experiência.”*

Albert Einstein

## RESUMO

O objetivo deste trabalho é propor uma metodologia para a caracterização do coeficiente de rugosidade de Manning em reservatórios a fio d'água e analisar a variação causada pelo processo de assoreamento ao longo da vida útil. Isso se torna especialmente importante para os estudos de vida útil em reservatórios a fio d'água, que têm uma relação pequena entre volume de reserva versus deflúvio anual médio. Para dar suporte a essa metodologia, utilizou-se o modelo físico da Pequena Central Hidrelétrica (PCH) Salto Paraopeba, localizada no município de Belo Vale, MG, que teve suas atividades paralisadas em função do assoreamento total da tomada d'água. No modelo físico, construído no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH), foram determinados campos de velocidades do escoamento contemplando as vazões médias e vazões extremas, em cenários de reservatório limpo e completamente assoreado. O sedimento real será representado por material granular de borracha de pneus capaz de reproduzir as características de transporte do sedimento. Após o tratamento dos dados, foram realizadas simulações no programa HEC-RAS, em ambiente bidimensional para calibração e validação do coeficiente de rugosidade nos cenários anteriormente descritos. Os resultados encontrados indicam que embora o nível de água no reservatório seja condicionado pela curva de descarga do vertedor em soleira livre desta PCH, os padrões de circulação e a distribuição de velocidades nas seções transversais levantadas variaram significativamente, obtendo-se um coeficiente de rugosidade de Manning médio igual a 0,018 no modelo em condições desassoreadas, que corresponde a um valor igual a 0,033 no protótipo, compatível aos valores esperados para o trecho de rio em questão. Estes resultados demonstram a importância de levantamento de níveis de água e medições de descarga em seções transversais ao longo dos reservatórios quando se deseja avaliar numericamente o comportamento do assoreamento de reservatórios, bem como na definição de medidas de controle.

Palavras-chave: *Assoreamento de reservatórios, modelagem bidimensional, modelo reduzido.*

## ABSTRACT

This work proposes a methodology for the characterization of the Manning roughness coefficient in water reservoirs and the variation analysis of the silting process along the operational life. This becomes especially important for small reservoirs, which has a small relation between reservoir volume versus mean annual flow. To support this methodology, the physical model of the Salto Paraopeba Small Hydroelectric Power Plant (SHP) was used, located in the municipality of Belo Vale, MG, which stopped operating due to complete siltation of its water intake. In the physical model, built at the Hydraulic Research Center (CPH), fields of flow velocities were measured on low and high flow conditions, in scenarios of clean and silted reservoir. The sediments were represented by tires granular rubber material capable of reproducing sediment transport characteristics. After data treatment, simulations were performed in HEC-RAS, in a two-dimensional environment for calibration and validation of the roughness coefficient in the previously described scenarios. The results indicate that although the water level in the reservoir is conditioned by the free-spillway discharge curve of this SHP, the circulation patterns and the velocity distribution varied significantly, obtaining a roughness coefficient of Manning average of 0.018 in the model under clean reservoir conditions, corresponding to a value equal to 0.033 in the prototype, compatible with the expected values for the river reach. These results demonstrate the importance of surveying water levels and discharge measurements in cross sections along the reservoirs when numerically evaluating the behavior of reservoir silting and defining control measures.

Keywords: *Reservoir silting, bidimensional numerical analysis, reduced models.*

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1-1: Sedimentação em rios	13
Figura 1-2: Vista por jusante da PCH Salto Paraopeba em 2014 e do respectivo modelo reduzido construído no CPH	15
Figura 4-1: Variação da resistência do escoamento conforme a relação entre profundidade de escoamento e rugosidade	19
Figura 4-2: Tipos de soleiras vertentes	23
Figura 4-3: Representação de trecho de curso de água para derivação das equações de Saint-Venant	24
Figura 4-4: Ação Antrópica, remoção de cobertura vegetal	29
Figura 4-5: Representação dos fatores que influenciam o comportamento geomorfológico de um leito fluvial	31
Figura 4-6: Sedimentação em reservatórios	34
Figura 4-7: Ábaco de Shields	37
Figura 4-8: Semelhança Geométrica 1:10 a) protótipo b) modelo	51
Figura 4-9: Semelhança cinemática em escoamento livre	52
Figura 4-10: Semelhança dinâmica em uma comporta - a) protótipo b) modelo	52
Figura 4-11: Tipos de interpolação espacial considerados	54
Figura 5-1: Modelo em escala reduzida	57
Figura 5-2: Desenho esquemático do ADV utilizado	57
Figura 5-3: SonTek Micro ADV (medidas em centímetros)	58
Figura 5-4: Suporte sobre trilhos para fixação do velocímetro ADV	59
Figura 5-5: Tensão crítica de Shields obtida experimental para borracha com diâmetro entre 2 mm e 3 mm (denominada de classe 2) em relação a curva de Shields modificada	60
Figura 5-6: Metodologia	61
Figura 5-7: Hidrogramas de entrada	62
Figura 5-8: Curva de descarga do vertedor	63
Figura 6-1: Exemplo de seção com pontos de medição de velocidades (ponto superior velocidade na superfície do fluxo)	65
Figura 6-2: Localização da PCH de Salto Paraopeba	66
Figura 6-3: Área de drenagem da PCH Salto Paraopeba	67
Figura 6-4: Desenho esquemático de uma PCH	68

Figura 6-5: Tensão crítica de Shields obtida experimental para borracha com diâmetro entre 2 mm e 3 mm (denominada de classe 2) em relação a curva de Shields modificada	70
Figura 6-6: Cota x Área x Volume do modelo físico	71
Figura 6-7: Disposição dos sedimentos previamente à conformação da praia pelo escoamento	72
Figura 6-8: Geometria de praia obtida ao final da simulação	72
Figura 6-9: Perfil topográfico do modelo físico	73
Figura 6-10: Geometria e malha no HEC-RAS 2D	74
Figura 6-11: Padrões de escoamento para diferentes valores do coeficiente de rugosidade de Manning	76
Figura 6-12: Localização das seções de medição no modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba	77
Figura 6-13: Perfil da seção transversal 5	77
Figura 6-14: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, etapa de calibração (TR = 1,01 anos)	78
Figura 6-15: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, etapa de validação (TR = 5 anos)	79
Figura 6-16: Comparação do fluxo do modelo computacional com o fluxo do modelo físico	80
Figura 6-17: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, condição assoreada (TR = 5 anos)	81
Figura 6-18: Resultado simulação matemática TR 1 ano com reservatório sem sedimento	82
Figura 6-19: Resultado simulação matemática TR 5 anos com reservatório assoreado	82
Figura 6-20: Resultado simulação matemática TR 1 ano com reservatório assoreado	83

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 – Valores para o coeficiente de Manning	22
Tabela 4-2 – Coeficiente de rugosidade de Manning para canais	22
Tabela 4-3 – Resumo das principais fórmulas para cálculo da descarga sólida de arrasto apresentada por Stevens e Yang	35
Tabela 4-4 – Comparação dos algoritmos (1=melhor a 5=pior)	54
Tabela 6-1 – Vazões de Salto Paraopeba	67

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ANEEL Agência Nacional de Energia Elétrica

CPH Centro de Pesquisas Hidráulicas da UFMG

PCHs Pequenas Centrais Hidrelétricas

UFMG Universidade Federal de Minas Gerais

A área da seção transversal

C coeficiente de Chézy

F força

f fator de atrito

Fr número de froude

h profundidade de escoamento

I declividade longitudinal

n Coeficiente de rugosidade de Manning

Q vazão

q vazão específica

Re número de Reynolds

$R_h$  Raio hidráulicos

Sf declividade da linha de energia

U velocidade de escoamento

V	velocidade de escoamento
W	Peso
y	profundidade de escoamento
$y_c$	profundidade crítica
$\theta$	ângulo de fundo do canal
$\tau$	tensão de cisalhamento
$\nu$	Viscosidade cinemática

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	12
2	JUSTIFICATIVA .....	16
3	OBJETIVOS .....	17
3.1	Objetivo Geral.....	17
3.2	Objetivos Específicos .....	17
4	REVISÃO DA LITERATURA.....	18
4.1	Características do Escoamento em Condutos Livres .....	18
4.1.1	Tipos de escoamentos livres .....	18
4.1.2	Determinação do coeficiente de rugosidade de Manning.....	20
4.2	Dimensionamento de Vertedores .....	23
4.3	Equações de Saint-Venant .....	24
4.4	Processos de Produção de Sedimentos .....	28
4.4.1	Erosão .....	29
4.4.2	Transporte de Sedimento .....	32
4.4.3	Sedimentação de reservatórios .....	33
4.4.4	Equações de Transporte de Sedimentos .....	35
4.4.4.1	Fórmula para descarga sólida de arrasto.....	38
4.4.4.2	Fórmula para descarga sólida do material do leito .....	42
4.5	Modelos físicos .....	49
4.5.1	Teoria da Semelhança.....	50
4.5.2	Relações de escala .....	53
4.6	Métodos de Interpolação Espacial .....	53
4.7	Intervalo Computacional.....	55
5	MATERIAIS E MÉTODOS .....	56

5.1	Material .....	56
5.1.1	Sistema de bombas .....	56
5.1.2	Modelo reduzido .....	56
5.1.3	Medidor de velocidade .....	57
5.1.4	Suporte sobre trilhos .....	58
5.1.5	Representação do sedimento .....	59
5.1.6	Utilização do Softwares .....	60
5.2	Métodos Experimentais .....	60
5.2.1	Definição das seções estudadas .....	60
5.2.2	Medição de velocidades .....	61
5.2.3	Definição do sedimento .....	61
5.3	Métodos Analíticos .....	61
5.3.1	Definição da medição de velocidades .....	62
5.3.2	Definição da malha do modelo digital .....	62
5.3.3	Definição das condições de contorno da simulação matemática .....	62
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	63
6.1	Estudo de Caso .....	65
6.2	Representação dos sedimentos .....	70
6.3	Construção do modelo numérico .....	73
6.4	Calibração do Modelo .....	75
6.5	Validação dos Resultados .....	79
6.6	Simulação em condição assoreada .....	80
6.7	Resultados das simulações matemáticas .....	82
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	83
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	85

## 1 INTRODUÇÃO

A vida útil de reservatórios está diretamente ligada ao seu projeto e à sua manutenção. Vários fatores sobre a manutenção são ponderados empiricamente (CARVALHO, 2008), existindo, portanto, demanda por métodos de verificação do comportamento de reservatórios sujeitos a assoreamento, principalmente no que se trata dos fluxos e do comportamento dos sedimentos. Ampliar o conhecimento relativo ao processo de assoreamento de reservatórios pode resultar em planos de manutenção e operação mais eficazes.

Uma usina hidrelétrica, com relação à sua capacidade de regularização de vazões, pode ser classificada em usina a fio d'água ou com reservatório de acumulação. A primeira classificação engloba as usinas que geram energia a partir do fluxo de água dos rios (sendo a geração de energia elétrica não regular) e possuem, dentro de uma base diária ou semanal, a capacidade de regular a vazão de curto prazo. Já nas usinas com reservatório de acumulação, a energia elétrica é produzida de maneira mais regular posto que a carga hidráulica e a vazão aduzida são mantidas, acumulando água nos períodos úmidos, garantindo, assim, o fluxo para a geração nos períodos secos (GOMES, 2012).

Os rios transportam sedimentos e essa dinâmica é importante para o equilíbrio morfológico de sua calha. Um rio localizado em uma bacia hidrográfica que ainda não sofreu alterações antrópicas se encontra em um equilíbrio em que o acréscimo de energia, representada pela declividade, é consumido pelas perdas no escoamento e no transporte de sedimentos (CARVALHO, 2008). Ao se construírem reservatórios, esse balanço é alterado, gerando zonas de deposição de sedimentos e de erosão, que alteram o esse equilíbrio. Portanto, todo reservatório está condenado ao assoreamento caso não sejam tomadas medidas de gerenciamento adequadas.

O atual crescimento das áreas de produção agrícola para atender à demanda também crescente por alimentos tem aumentado o risco de perda de biodiversidade e o desequilíbrio ambiental. O que se observa é a prática majoritária da agricultura intensiva, que possui como principal aspecto negativo a erosão dos solos gerada muitas vezes pelo preparo frequente e mecanizado do solo em cultivos anuais. (ARAÚJO, 2010).

Segundo Almeida (2007) o intenso processo de mecanização agrícola faz com que a estrutura do solo seja modificada, reduzindo o volume de poros e, conseqüentemente, a sua capacidade de absorção. Quando a mecanização é realizada em solo muito úmido ocorre sua compactação,

enquanto que em solos muito secos pode ocorrer a formação de torrões ou sua pulverização em partículas muito finas.

Este trabalho trata de reservatórios a fio d'água sujeitos a assoreamento, cujo regime de escoamento é alterado devido a esse processo de sedimentação. A especial atenção dada a esses reservatórios decorre do fato de que, por serem pequenos, são rapidamente assoreados, exigindo um gerenciamento adequado. Ademais, é este o caso das Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs), hoje em grande número no Brasil. De acordo com os dados da ANEEL (2018), em 2018 estavam em operação 428 PCHs de um total de 2076, correspondente a 20,62% das PCHs.

O processo de sedimentação em reservatórios está relacionado aos valores de velocidade de escoamento e granulometria dos sedimentos (CARVALHO, 2008), em um processo tipicamente tridimensional, pois as velocidades nas três direções influenciam nos processos de transporte. Depósitos se formam no interior do reservatório segundo os padrões de circulação do escoamento, que é função de características geométricas e de rugosidade (MORVAN et al., 2008). A geometria do reservatório será alterada conforme a formação dos depósitos, como também será alterada pelo coeficiente de rugosidade, uma vez que os sedimentos podem apresentar condições de rugosidade distintas da superfície primitiva. Logo, o principal fator a ser analisado é a alteração do coeficiente de rugosidade de Manning, devido à alteração de propriedades do leito do curso d'água na medida em que o assoreamento se desenvolve, conforme apresentado na Figura 1-1, é um exemplo de sedimentação natural de curso d'água.

**Figura 1-1: Sedimentação em rios**



Fonte: RODRIGUEZ (2018)

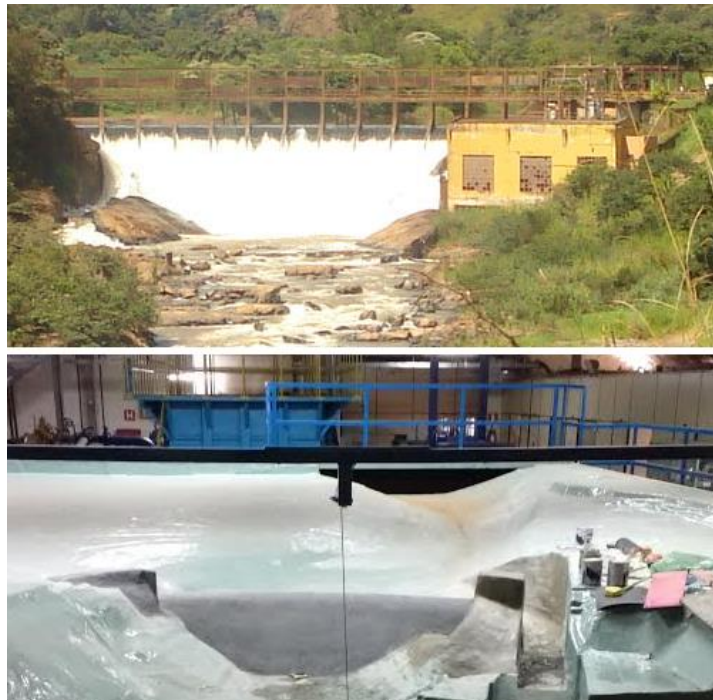
Existem vários estudos sobre métodos para estimativa do coeficiente de rugosidade de Manning para cursos de água, em geral a partir de fotografias relacionando o tipo de seção e revestimento ao valor do coeficiente (BARNES JR., 1967; CHOW, 1959; MORVAN, 2008). No entanto, conceitualmente é possível afirmar que este coeficiente é dinâmico, variando com a cobertura, as irregularidades, e mesmo com o assoreamento. Poucos trabalhos apresentam valores de coeficiente de Manning para reservatórios, provavelmente porque apenas recentemente os modelos numéricos bidimensionais tornaram-se viáveis para a comunidade da engenharia, sem grandes requisitos de máquina ou tempo computacional.

Como meio de mitigação dos impactos relacionados ao processo de assoreamento de reservatórios, deve-se analisar as velocidades de sedimentos, a granulometria do sedimento para um plano de manutenção do reservatório. Uma medida que pode ajudar a reduzir a carga de sedimentos que chegam ao reservatório é a proteção das áreas de APP do curso d'água a montante do reservatório, que acabam reduzindo a carga de sedimentos que chega ao curso d'água.

Os principais fatores positivos em relação à reativação de uma PCH existente é a não necessidade de novas instalações e conseqüentemente menores impactos ambientais em um meio que encontra-se estabilizados após tantos anos da implantação da PCH, esses impactos englobam não só os aspectos ambientais como áreas de inundações e supressão vegetal, mas também os aspectos sociais, como desapropriações, alteração de vias de acessos locais da comunidade. Outro fator relevante é a simplificação do processo de licenciamento, em relação a um novo empreendimento. A reativação da PCH gera renda à população local, direta ou indiretamente.

Buscando esclarecer estes aspectos, este trabalho analisa o comportamento desse coeficiente para um reservatório a fio d'água sem sedimentação e o mesmo reservatório 37,3% assoreado. Como estudo de caso foi escolhido o reservatório da PCH Salto Paraopeba, localizado na cidade de Belo Vale, sob concessão da Companhia Energética de Minas Gerais S.A. (CEMIG). Este reservatório está desativado desde 2000, devido ao grande processo de sedimentação que causou a interrupção dos serviços de geração de energia. Atualmente a usina se encontra em obras para revitalização e repotenciação. A vista de jusante para montante de Salto Paraopeba é apresentada na Figura 1-2. Esta PCH conta com modelo reduzido construído no Centro de Pesquisas Hidráulicas da UFMG (CPH).

**Figura 1-2: Vista por jusante da PCH Salto Paraopeba em 2014 e do respectivo modelo reduzido construído no CPH**



Fonte: Acervo próprio

De modo a facilitar a leitura e acompanhamento da presente dissertação, foi organizada em sete capítulos, incluindo este capítulo introdutório e referências bibliográficas.

No capítulo 2, *Justificativas*, são apresentados as principais causas que motivaram a presente dissertação, relacionando a manutenção de reservatórios de PCHs, vida útil e processos de sedimentação.

No capítulo 3, *Objetivos*, são definidos objetivo geral e objetivos específicos.

No capítulo 4, *Revisão da Literatura*, são apresentadas informações disponíveis na literatura acerca do tema, realizada a partir de uma extensa busca de referências.

No capítulo 5, *Materiais e Métodos*, apresenta os materiais ou equipamentos, além dos métodos experimentais e analíticos para reprodutibilidade deste trabalho.

No capítulo 6, são apresentados os *Resultados e Discussão*, dos estudos elaborados ao longo do estudo.

No capítulo 7, *Conclusões e Recomendações*, são discutidas as conclusões acerca do trabalho e por fim, são colocadas recomendações para estudos subsequentes, que tenham como objetivo complementar ou aprimorar os estudos relacionados ao tema apresentado.

Por fim, as *Referências Bibliográficas*, onde são apresentadas todas as referências que embasaram a presente dissertação.

## 2 JUSTIFICATIVA

É extremamente relevante a capacidade de previsão de assoreamento de reservatórios, de forma que, possa-se gerar planos de manutenção preventiva ou corretiva de acordo com a necessidade da operação e a análise de viabilidade econômica e ambiental.

A análise batimétrica e o acompanhamento do processo de sedimentação para PCHs é relativamente oneroso, se comparado ao pequeno volume de armazenamento de seu reservatório e sua respectiva energia gerada. Porém há necessidade de conhecimento da disposição de sedimentos para criação de um plano de manutenção efetivo e viável. A criação de regras operativas para abertura da comporta (*flushing*) em eventos que possam “limpar” o reservatório ou deixar passar um evento de cheia que contenha sedimentos que possam assorear o reservatório. A gestão eficaz da PCH, pode reduzir significativamente os valores de manutenção corretiva, como dragagens e danos aos equipamentos de geração de energia.

Apesar de apresentar pequeno volume de armazenamento, as PCHs têm uma característica de apoiar a geração de energia em horários de ponta, cujos valores pagos pela energia gerada são maiores, consumindo parte ou todo volume reservado, que se recupera relativamente rápido, devido ao pequeno volume de armazenamento.

É essencial o conhecimento do sedimento que é sedimentado, o tipo de material e respectivo diâmetro médio, para que seja feita análise das tensões de arraste, velocidade de queda e equações de assoreamento. Além da análise sedimentológica, deve-se analisar as velocidades, comportamento do fluxo e disposição dos sedimentos no reservatório, também é importante fazer a análise do coeficiente de rugosidade do reservatório, pois a sedimentação pode alterá-lo, seja pelo tipo de material no leito ou por preenchimento de falhas ou fraturas existentes.

Mais um fator que justifica o estudo, é a obrigação pela concessionária, na entrega da concessão, devolver a infraestrutura nas mesmas condições em que a recebeu na assinatura, logo a recuperação da estrutura é uma obrigação contratual da concessionária.

## **3 OBJETIVOS**

### **3.1 *Objetivo Geral***

Avaliar os efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning no processo de assoreamento em reservatórios a fio d'água.

### **3.2 *Objetivos Específicos***

São objetivos específicos:

- determinar as informações necessárias para avaliações numéricas de processos de assoreamento de reservatórios a fio d'água;
- avaliar as variações nos campos de velocidades medidos em modelo reduzido nas situações de reservatório limpo e assoreado;
- avaliar os efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning nos padrões de circulação e, conseqüentemente, na deposição e erosão no reservatório em condições de reservatório limpo e assoreado.

## 4 REVISÃO DA LITERATURA

Para compreender os fenômenos e variáveis importantes nos estudos de assoreamento de reservatórios, foram avaliados trabalhos disponíveis na literatura referentes ao tema.

Primeiramente serão abordados aspectos relacionados à sedimentação de reservatórios. Em seguida, são descritas as condições de escoamento, equações e esquemas de solução numérica bidimensional adotados no programa HEC-RAS, bem como os aspectos relativos à utilização de modelos reduzidos. Finalmente, foram avaliados trabalhos que envolvem estudos de caso de assoreamento de reservatórios e os valores de coeficiente de rugosidade de Manning aplicados.

### 4.1 Características do Escoamento em Condutos Livres

Os escoamentos podem ser classificados segundo a pressão reinante, em livres ou forçados (BAPTISTA; LARA, 2014). Para o caso de condutos livres, o escoamento pode ser caracterizado por apresentar uma superfície livre sob pressão atmosférica, como é o caso dos rios e reservatórios. Neste contexto, a energia conferida ao escoamento é fornecida pela força da gravidade, e dissipada ao longo do trajeto, sendo que a superfície livre pode variar no tempo e no espaço segundo a forma dessa dissipação.

#### 4.1.1 Tipos de escoamentos livres

Os escoamentos livres podem ser classificados em relação ao tempo como permanentes ou não permanentes ou transitórios. No escoamento permanente, a vazão é constante ao longo do tempo, o que não ocorre nos demais.

Neste caso, como as profundidades a montante e jusante são iguais, a energia acrescida pela componente do peso do fluido ( $W \text{ sen } \theta$ ) será equilibrada pelas forças de atrito ( $F_f$ ). A força de resistência ao escoamento,  $F_f$ , segundo demonstrado por Chézy em 1769, é proporcional ao quadrado da velocidade e à superfície de contato “Líquido – Parede do Conduto”, ou seja, ao perímetro molhado (PORTO, 2004):

$$U = C R_h^{0,5} I^{0,5} \quad (4.1)$$

Na qual,

$U$  é a velocidade de escoamento (m/s);

$C$  é a constante de rugosidade de Chézy ( $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ ), igual a  $(8g/f)^{0.5}$ ;

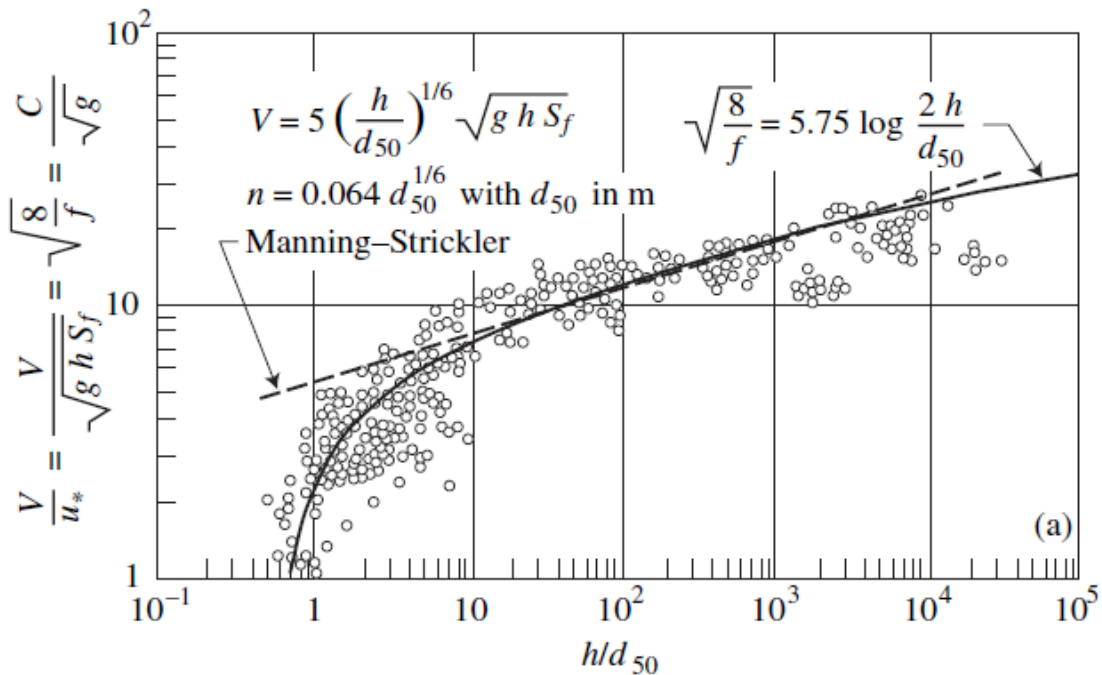
$f$  é o fator de atrito (adimensional);

$R_h$  é o raio hidráulico (m), definido pela razão entre área molhada e perímetro molhado;

$I$  é a declividade do fundo do canal (m/m).

Esta solução é válida desde que a declividade do fundo do canal seja pequena ( $\text{sen } \theta \sim \text{tg } \theta \sim I$ ), o que na prática corresponde a declividades de até 10% (cerca de  $5^\circ$ ). O valor da constante de rugosidade de Chézy, de modo similar ao que ocorre em condutos fechados, varia com a submergência ( $h/d_s$ ), relação entre a rugosidade de fundo ( $d_s$ ) e a profundidade de escoamento ( $h$ ), conforme evidenciado pela Figura 4-1 para materiais granulares ( $d_s = d_{50}$ , JULIEN, 2010).

**Figura 4-1: Variação da resistência do escoamento conforme a relação entre profundidade de escoamento e rugosidade**



Fonte: adaptado de JULIEN, 2010

Depreende-se da Figura 4-1, que o valor da constante  $C$  varia com a profundidade do escoamento. Julien (2010) indica que a equação de Chézy funciona bem para valores de submergência elevados ( $h/d_s$ ). Em 1889, Robert Manning propôs uma aproximação para a determinação da constante de Chézy (PORTO, 2004):

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (4.2)$$

Sendo então obtida a conhecida equação de Manning para escoamento uniforme:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} I^{0,5} \quad (4.3)$$

Na qual  $Q$  é a vazão ( $m^3/s$ ), e  $A$  é a área molhada ( $m^2$ ).

Na Figura 4-1, percebe-se que a equação de Manning apresenta melhores resultados a partir de submergências superiores a 100 ( $h/d_s$ ), embora sendo possível utilizá-la mesmo em condições de submergência da ordem de 10 ( $h/d_s$ ). Abaixo desse limite, como pode ocorrer em modelos reduzidos, pode ser necessário utilizar a equação (4), obtendo o valor da constante de Chézy segundo uma lei logarítmica (JULIEN, 2010):

$$C = 5,75 \sqrt{g} \log(12,2 R_h/k_s') \quad (4.4)$$

Na qual  $k_s'$  é o tamanho representativo do grão, igual a  $6,8 d_{50}$  (m).

#### **4.1.2 Determinação do coeficiente de rugosidade de Manning**

O coeficiente de rugosidade de Manning pode ser obtido de forma direta ou por estimativa. Para determinação direta, deve-se basear em medição de vazões e de características das seções. Essa forma é pouco utilizada por depender de trabalhos de campo, o que acarreta maiores custos e prazo, embora seja a mais precisa.

Deve-se escolher duas seções, início e fim do trecho desejado para caracterização da rugosidade, determinar as cotas de fundo, as características hidráulicas, seções e a distância entre as seções ( $\Delta X$ ). Em seguida são determinadas as velocidades médias em cada seção e, por fim, é aplicada a equação de Bernoulli entre as seções. Para a definição do coeficiente de rugosidade médio entre as duas seções encontra-se a declividade da lâmina d'água, obtida pela equação de Bernoulli:

$$J = \frac{(z_1 + y_1 + U_1^2/2g) - (z_2 + y_2 + U_2^2/2g)}{\Delta X} \quad (4.5)$$

Na qual  $z$  é a carga de posição (m) e  $\Delta X$  é a distância entre as seções (m). Para cálculo de coeficiente de rugosidade médio, pode-se utilizar a equação:

$$n = \frac{R_h^{2/3} J^{1/2}}{U} \quad (4.6)$$

Na qual  $J$  é declividade da linha de energia, assumida igual à declividade da lâmina d'água (m/m). Neste caso, admitem-se condições de escoamento uniforme ( $I = J$ ) e, portanto, a vazão deve ser constante, o trecho retilíneo e as variações de rugosidade e seção transversal, desprezíveis.

Outra forma de obter o coeficiente de rugosidade é utilizar dados de literatura, a partir de levantamentos anteriores realizados em trechos de rios características similares. Diversas iniciativas têm sido desenvolvidas neste sentido (KNIGHT, 2013). Devido aos efeitos que uma má estimativa desse coeficiente pode ter em estudos de inundação, bem como na elaboração de planos de ação emergenciais, o Reino Unido desenvolve desde 2000 um programa para auxílio nas definições do coeficiente de rugosidade de Manning (COON, 1998), publicando valores típicos para vários rios ao redor do mundo ([www.river-conveyance.net](http://www.river-conveyance.net)).

Outro exemplo de metodologia para estimativa do coeficiente de rugosidade através da granulometria do leito é a expressão de Meyer-Peter e Muller (FRENCH, 2007) aplicados a leitos para leitos com material graúdo:

$$n = 0,038 d_{90}^{1/6} \quad (4.7)$$

Na qual  $d_{90}$  é o diâmetro correspondente à passagem de 90% do material do leito em massa (m).

No caso de canais compostos, é necessário aplicar um método de ponderação dos diversos valores de rugosidade, denominado método de Cowan (CHOW, 1959):

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (4.8)$$

Na qual,

$n_0$  é o valor básico para canal reto, uniforme e liso, livre de materiais naturais envolvidos;

$n_1$  é o valor adicional a  $n_0$  para correção dos efeitos das irregularidades da superfície;

$n_2$  é o valor para variações de forma e tamanho do canal através da seção;

$n_3$  é o valor para obstruções;

$n_4$  é o valor para a vegetação e condições de escoamento;

$m_5$  é o fator de correção das sinuosidades do canal.

Os valores de referência para os coeficientes citados acima são apresentados por Chow (1959 apud MATOS 2011) e apresentados na Tabela 4-1.

**Tabela 4-1 – Valores para o coeficiente de Manning**

Condição do Canal		Coeficiente	Valores
Material envolvido	Terra	$n_0$	0,020
	Rocha Cortada		0,025
	Cascalho Fino		0,024
	Cascalho Grosso		0,028
Grau de irregularidade	Liso	$n_1$	0,000
	Insignificante		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variações na seção transversal	Gradual	$n_2$	0,000
	Alterado Ocasionalmente		0,005
	Alterado Frequentemente		0,010-0,015
Efeito Relativo das obstruções	Desprezível	$n_3$	0,000
	Insignificante		0,010-0,015
	Apreciável		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetação	Baixa	$n_4$	0,005-0,010
	Média		0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muito Alto		0,050-0,100
Grau de sinuosidade	Insignificante	$m_5$	1,000
	Apreciável		1,150
	Severa		1,300

Fonte: adaptado de Chow (1959)

A estimativa de rugosidade por tabelas utilizando valores empíricos é apresentada por Horton (1916 apud LINSLEY et al., 1949) para diversos tipos de canais (Tabela 4-2).

**Tabela 4-2 – Coeficiente de rugosidade de Manning para canais**

Descrição do Canal	Intervalo de n	Descrição do Canal	Intervalo de n
Tijolo azulejado	0,011-0,015	Canais sinuosos lentos	0,022-0,030
Tijolo argamassado	0,012-0,017	Canais em leito rochoso, margem vegetada	0,025-0,040
Concreto simples	0,010-0,013	Leito em solo, laterais com entulhos	0,028-0,035
Tube de concreto	0,012-0,016	Canais Naturais	
Calha de tábua	0,010-0,016	(1) Limpo, regular, liso e sem piscinas	0,025-0,033

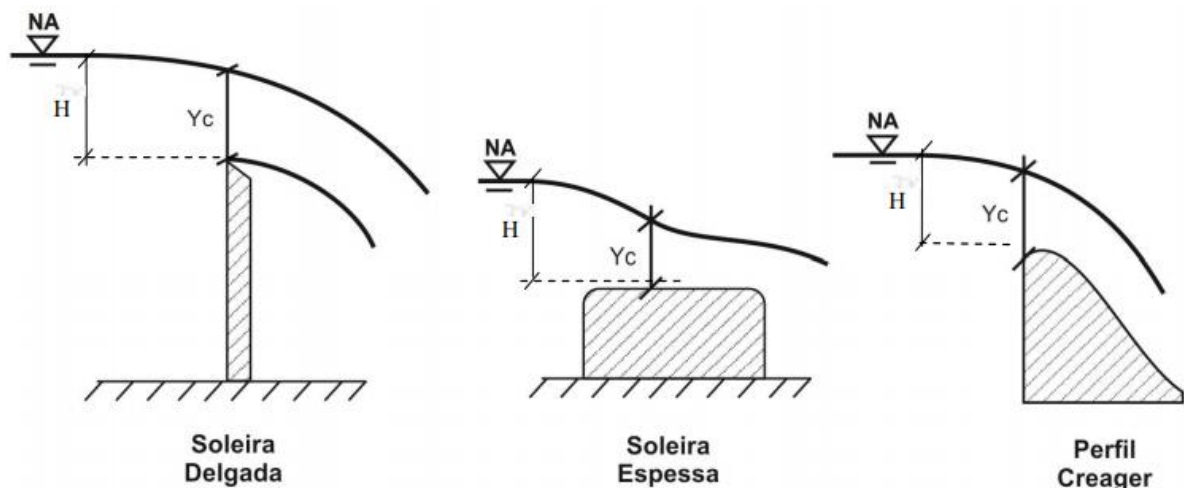
Descrição do Canal	Intervalo de n		Descrição do Canal	Intervalo de n
Canal em concreto revestido	0,012-0,018	(2)	Como acima com vegetação e pedras	0,030-0,040
Concreto com entulhos	0,017-0,030	(3)	Sinuoso, com piscinas, raso, mas limpo	0,033-0,045
Entulho	0,025-0,035	(4)	Como acima mais profundo	0,040-0,055
Revestido de rocha (cantaria)	0,013-0,017	(5)	Como (3) com vegetação e pedras	0,035-0,050
Calhas de metal lisas	0,011-0,015	(6)	Como (3) com pedras grandes	0,045-0,060
Calhas de metal corrugadas	0,022-0,030	(7)	Sinuoso, vegetado, ou com piscinas fundas	0,050-0,080
Canal em solo, liso e uniforme	0,017-0,025	(8)	Muito vegetado e sinuoso	0,075-0,150
Canal em rocha, regularizado e uniforme	0,025-0,035		Canal em rocha irregular	0,035-0,045

Fonte: Adaptado de Horton (1916) apud Linsley et al. (1949)

## 4.2 Dimensionamento de Vertedores

As estruturas de vertimento de barragens são conhecidas como vertedouros ou vertedor e, de acordo com Pinheiro (2011), são estruturas que visam interpor uma seção de controle hidráulico ao escoamento por meio da profundidade crítica, sendo aplicadas nos sistemas de extravasamento das barragens e como medidores de descarga. Utilizam-se comumente os seguintes tipos de soleiras: delgada, espessa, perfil Creager e emboque de canal, conforme apresentado na Figura 4-2.

Figura 4-2: Tipos de soleiras vertentes



Fonte: Pinheiro (2011)

De forma mais simplificada, as equações de vertedouros são apresentadas pela equação 17:

$$Q = C_d L H^{\frac{3}{2}} \quad (4.9)$$

Na qual,

$Q$  é a vazão vertida ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$L$  é a largura da soleira (m);

$Cd$  é o coeficiente de descarga ( $\text{m}^{0,5}/\text{s}$ );

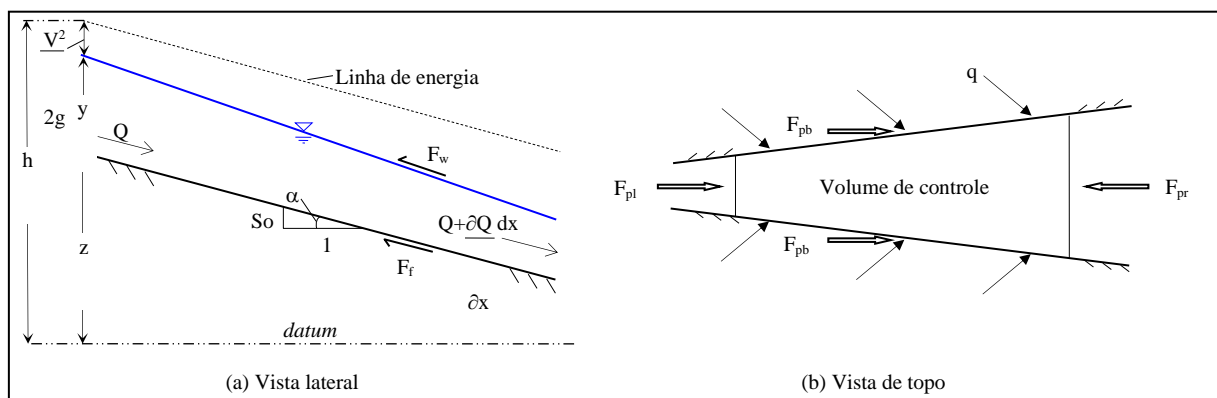
$H$  é a carga hidráulica a montante (m), igual à diferença entre o nível de água no reservatório e o nível da soleira vertente acrescida da carga de velocidade.

Os valores do coeficiente de descarga variam com a carga hidráulica, geometria do perfil, condições de aproximação, dentre outras. Por exemplo, esse coeficiente assume valores iguais a 1,81 para soleira delgada; 1,71 para soleira espessa e 2,10 para perfil do tipo Creager (PINHEIRO, 2011).

### 4.3 Equações de Saint-Venant

As equações de Saint-Venant foram propostas para descrever o movimento de uma partícula fluida em termos das forças normais e cisalhantes impostas pelo fluxo (CHANSON, 2004). A Figura 4-3 apresenta um trecho de curso de água em regime de escoamento gradualmente variado, em que se define um volume de controle.

**Figura 4-3: Representação de trecho de curso de água para derivação das equações de Saint-Venant**



Fonte: Saliba (2009)

Aplicando-se o Teorema do Transporte de Reynolds à equação da continuidade no volume de controle em esquema unidimensional (18), tem-se que (SALIBA, 2009):

$$\frac{d}{dt} \int_{v.c.} \rho \cdot dV + \int_{s.c.} \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} = \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (4.10)$$

Na qual,

$\rho$  é a densidade do fluido (kg/m<sup>3</sup>);

$dV$  é o diferencial do volume de controle (m<sup>3</sup>);

$V$  é o vetor velocidade (m/s);

$t$  é o tempo (s);

$dA$  é o vetor normal diferencial da área de seção transversal (m<sup>2</sup>), com módulo igual à variação da área, direção normal à superfície e sentido para fora do volume de controle;

$q$  é o aporte lateral de vazão unitário no trecho (m<sup>2</sup>/s).

A equação (18) pode ser aplicada a escoamentos em regime permanente ou não, e a canais com seções prismáticas ou não, para um fluido incompressível (SALIBA, 2009). Adicionalmente, aplicando-se o teorema do transporte de Reynolds à conservação do momento (19), tem-se (SALIBA, 2009):

$$\sum \vec{F} = \frac{d}{dt} \int_{v.c.} \vec{V} \cdot \rho \cdot dV + \int_{s.c.} \vec{V} \cdot \rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (4.11)$$

A equação (19) traduz em termos físicos que a soma das forças aplicadas ao volume de controle é igual ao momento armazenado no volume de controle descontado das saídas de momento pela superfície de controle (SALIBA, 2009).

Em relação às forças atuantes, identificam-se no escoamento em um reservatório forças gravitacionais ( $F_g$ ), de atrito ( $F_f$ ), decorrentes de contração ou expansão da seção transversal ( $F_{ce}$ ), forças viscosas devido à concentração de sedimentos em suspensão ( $F_i$ ) e decorrentes de variação de pressão ( $F_p$ ):

$$F_g = \text{sen} \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \quad (4.12)$$

$$F_f = S_f \cdot \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \quad (4.13)$$

$$F_{ce} = S_e \cdot \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \quad (4.14)$$

$$F_i = S_i \cdot \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \quad (4.15)$$

$$F_p = \frac{\partial y}{\partial x} \cdot \cos \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \quad (4.16)$$

nas quais:

$A$  é a área média da seção transversal no trecho [ $L^2$ ];

$x$  é o eixo de coordenadas longitudinal [ $L$ ];

$\alpha$  é o ângulo formado entre o fundo do canal e a horizontal no trecho;

$y$  é a profundidade de escoamento, medida na vertical [ $L$ ];

$S_f$  é a parcela da declividade da linha de energia decorrente das perdas por atrito (adimensional);

$S_e$  é a parcela da declividade da linha de energia decorrente das perdas devido à turbulência originada pelas contrações e expansões de seções transversais (*eddy loss slope* - adimensional);

$S_i$  é a parcela da declividade da linha de energia decorrente das perdas devido às forças viscosas resultantes da mistura de água e sedimentos (adimensional).

A declividade  $S_f$  é calculada pela inversão da equação de Manning na maioria dos modelos de propagação (CHANSON, 2004):

$$S_f = \left( \frac{Q \cdot n}{A \cdot R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (4.17)$$

Desta forma, o escoamento transiente seria entendido como uma sucessão de escoamentos permanentes, válidos em cada intervalo de tempo. Essa premissa é válida desde que o escoamento seja gradualmente variado e a discretização do domínio de simulação pequena (SALIBA, 2009).

A declividade  $S_e$  é calculada em função da variação de velocidade entre duas seções consecutivas, por meio de um coeficiente de contração ou expansão (CHOW, 1988):

$$S_{ce} = \frac{K_{ce}}{2g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \quad (4.18)$$

Na qual  $K_{ce}$  é o coeficiente de contração ou expansão (m/s).

Por fim, a declividade  $S_i$  é calculada a partir do modelo de viscosidade do fluido no trecho, conforme o modelo de propagação adotado. Substituindo as equações (20) a (26) na equação (19), obtém-se a forma unidimensional para a equação de conservação do momento:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} \cos \alpha - g (\text{sen } \alpha - S_f - S_e - S_i) = 0 \quad (4.19)$$

na qual  $\beta$  é o coeficiente de Boussinesq do escoamento.

Conforme Saliba (2009), identificam-se sete termos na equação (27) relativos às alterações do momento, a seguir descritos da esquerda para a direita:

- termo de aceleração local, refletindo alterações devido à aceleração do escoamento;
- termo de aceleração convectivo, refletindo alterações ao longo do escoamento;
- termo de pressão, refletindo alterações devido às variações de profundidade no trecho;
- um termo gravitacional, refletindo alterações devido à declividade longitudinal;
- um termo de atrito, refletindo alterações em virtude das perdas por atrito entre o fluido e as paredes do canal;
- um termo turbulento, refletindo alterações em virtude de contração e expansão entre seções consecutivas;
- um termo viscoso, refletindo alterações no momento do escoamento devido às forças viscosas.

Na solução destas equações, admite-se que a declividade do trecho é suave ( $\text{sen } \alpha \approx 1$ ) e que as linhas de fluxo têm declividade suave, ou seja, efeitos de turbulência são desprezíveis (não há formação de vórtices:  $F_e = 0$ ). No caso de escoamentos em reservatórios, esta última aproximação é discutível.

Na equação (27) os termos relativos à velocidade são médios na seção (profundidade e largura), uma vez que se trata de uma formulação unidimensional. Porém, a velocidade varia em uma

seção transversal tanto na profundidade, quanto na largura em um reservatório, além de sofrer oscilações devidas à turbulência, para as mesmas condições de vazão.

As distribuições de velocidades nas equações de movimento unidimensionais são apresentadas a seguir, conforme definidas pelo Manual do Hydrologic Engineering Center's River Analysis System (HEC-RAS) de 2016 (3.2.2.5):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \partial \left[ \frac{(\Phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_f} \right] + g A_c \left[ \frac{\partial Z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + g A_f \left[ \frac{\partial Z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad (4.21)$$

Segundo Leite (2018), a análise realizada através do HEC-RAS requer os cuidados com a representação da morfologia do reservatório, construção da geometria com qualidade suficiente para representar o local de estudo, identificação e adição de estruturas que possam impor algum controle hidráulico, definição das condições de montante e jusante, definição do coeficiente de Manning para representação da rugosidade da superfície, definição da equação que será utilizada pelo software (Equações difusas ou Equação de Saint-Venant) e por fim, a definição do intervalo de simulação.

O tratamento da geometria deve ser feito testando a malha e verificando quão complexa e fiel a mesma se apresenta na simulação, porém no HEC-RAS, deve-se acrescentar *breaklines* para que os obstáculos ou grandes variações de geometria sejam bem representados na malha gerada pelo *software*. As condições de contorno de montante e jusante devem ser representadas da maneira mais próxima possível às observadas em campo ou no modelo físico, para que a calibração do modelo computacional seja o mais próximo às condições reais.

#### **4.4 Processos de Produção de Sedimentos**

Os processos de produção de sedimentos são provenientes de ações naturais, podendo ser acelerado por ações antrópicas. Atualmente, a construção indiscriminada de loteamentos e condomínios sem estudos prévios de impactos ambientais ou com estudos de impactos ambientais e fiscalização inadequada ou inexistente, gera impactos diretos nos corpos d'água e, conseqüentemente, nos reservatórios.

Construções como o loteamento da Figura 4-4, sem dispositivos de drenagem adequados, bacias de dissipação de energia, caixas para retenção de sedimentos e revegetação de faces de taludes são cada vez mais frequentes. O exemplo em questão situa-se em Santo Antônio do Monte, Minas Gerais, e as consequências da falta de fiscalização no local geraram impactos tanto para a drenagem municipal, na qual foram ligados os desagues sem estudos prévios ou amortização das vazões, quanto para as demais propriedades a jusante devido ao carreamento de sedimentos para corpos d'água.

**Figura 4-4: Ação Antrópica, remoção de cobertura vegetal**



Fonte: Acervo próprio

#### **4.4.1 Erosão**

O processo de erosão pode ser classificado em natural ou geológico e antrópico. Carvalho (2008) define a erosão geológica como erosão natural ou normal, envolvendo arranque das partículas ou materiais e o seu transporte e deslocamento sem intervenção humana, já a caracterização para erosão antrópica, dita acelerada ou induzida pelo homem, é aquela provocada pela ação humana.

De acordo com Morris & Fan (2010), o processo de erosão é o processo pelo qual materiais são removidos e transportado de um ponto a outro, sendo um processo subsequente ao intemperismo de rochas. A erosão envolve o desprendimento e o transporte de materiais intemperizados de um local para outro, desnudando a superfície terrestre e fornecendo sedimentos para o sistema fluvial.

Segundo Souza e Sobreira (2017), os processos erosivos podem se desenvolver em condições de equilíbrio com a formação dos solos (erosão laminar ou geológica) ou em velocidades superiores às de formação do solo, impedindo sua recuperação natural (erosão linear ou acelerada).

Com o processo de urbanização ou uso inadequado dos solos, há remoção da cobertura vegetal ocasionando redução do percentual de infiltração de água e consequente aumento do deflúvio superficial, agravando os processos erosivos e de lixiviação do solo, carreando sedimentos e contaminantes para cursos d'água, caracterizando a erosão por causa antrópica.

Comparativamente, os processos erosivos em áreas urbanas possuem origens distintas daqueles de áreas rurais, sendo que os primeiros provêm de movimentações de terra e concentração do fluxo superficial proveniente ou não de deficiência ou inexistência de sistema de drenagem, enquanto os processos erosivos em áreas rurais estão geralmente ligados ao manejo do solo e ao tipo de cultivo local, podendo ocasionar solos expostos e consequentemente carreamento de sedimentos para corpos d'água a jusante.

Os agentes erosivos podem ser classificados como agentes passivos ou ativos. Os principais agentes ativos são a água, temperatura, insolação, vento, ação de microrganismos, gelo e ação humana. Os principais agentes passivos são a gravidade, topografia e tipo de solo.

Os tipos de erosão, segundo Carvalho (2008):

- Erosão Eólica – causada pela ação dos ventos, ocorre quando o terreno encontra-se muito seco e as partículas perdem sua coesão, esse tipo de erosão também depende de fatores como condições da superfície do terreno, tamanho e estabilidade das partículas, rugosidade da superfície, velocidade e turbulência do vento ou outro fator de influência.
- Erosão Hídrica Superficial – pode ser causada em forma de erosão pluvial, erosão por escoamento difuso intenso, erosão laminar e erosão por escoamento concentrado.
- Erosão por remoção de massa – causada pela movimentação de uma quantidade substancial de materiais das formações superficiais e de rochas sob influência combinada da gravidade e de saturação de água. A erosão por remoção em massa pode se processar em várias modalidades, de acordo com o fluxo de material, sendo lento (rastejo ou solifluxão) ou rápido (escorregamentos ou ruptura de taludes).

- Erosão Fluvial – causada pelo fluxo contínuo e espontâneo pela ação de correntes dos rios. O material erodido é transportado pelos rios, processando-se uma deposição que pode ser temporária.

De acordo com Cortez (2013), Morris & Fan (1998), Baptista & Lara (2014) e Pinheiro (2011), definem a relação geomorfológica qualitativa sintetizada na forma de equilíbrio pela equação abaixo:

$$Q_s d \propto QS \quad (4.22)$$

Sendo:

$Q_s$  – representa a carga sólida;

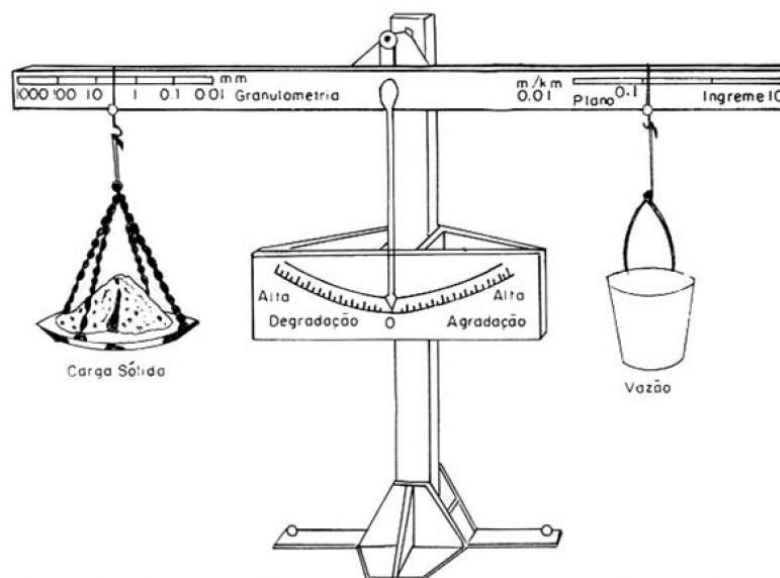
$Q$  – representa a carga líquida;

$d$  – diâmetro médio do material sólido;

$S$  – declividade do leito.

A relação entre os parâmetros geomorfológicos pode ser representada pela Figura 4-5.

**Figura 4-5: Representação dos fatores que influenciam o comportamento geomorfológico de um leito fluvial**



Fonte: (LANE, 1955 apud CARVALHO, 2000)

#### **4.4.2 Transporte de Sedimento**

Na ocorrência de chuvas, parte é absorvida pela vegetação enquanto o restante do volume precipitado cai na superfície do solo. (MORGAN, 2005 apud MINHONI, 2013).

Segundo Carvalho (2008), o transporte de sedimentos depende de diversos fatores tais como: a forma, o tamanho e o peso do sedimento, as forças exercidas pela ação de escoamento, o tipo, a cobertura e o uso e ocupação do solo, a topografia e a formação geológica do terreno, e a quantidade e intensidade das chuvas.

Carvalho (2008), menciona que os sedimentos em suspensão prejudicam o uso da água para os mais diversos fins e interferem na penetração da luz e calor nos corpos hídricos, além de atuarem como portadores de outros poluentes, de bactérias e vírus. Não obstante, podem causar abrasão em equipamentos eletromecânicos e estruturas hidráulicas, reduzindo a eficiência ou gerando danos materiais.

Apesar do aumento dos volumes de sedimentados nos corpos d'água e reservatórios, poucas ações públicas vêm sendo tomadas. Um fator agravante é a redução da altura útil dos cursos d'água e aumento da frequência das inundações, seja por questão da ocupação do leito com sedimentos ou pela redução da área permeável da bacia hidrográfica.

Ainda de acordo com Carvalho (2008) a classificação mais usual para o processo de transporte de sedimentos em um curso d'água:

- Carga Sólida de Arrasto – são as partículas de sedimento que rolam ou escorregam longitudinalmente no curso d'água, cujas partículas encontram-se em contato com o leito praticamente o tempo todo.
- Carga Sólida Saltante – são as partículas que pulam ao longo do curso d'água por efeito da correnteza ou devido ao impacto de outras partículas. O impulso inicial que arremessa outra partícula na correnteza pode ser devido ao impacto de uma na outra, o rolamento de uma por cima da outra ou o fluxo de água sobre a superfície da curva de uma partícula, criando assim uma pressão negativa.
- Carga Sólida Suspensa – são as partículas que estão suportadas pelas componentes verticais das velocidades do fluxo turbulento, enquanto estão sendo transportadas pelas componentes horizontais dessas velocidades, sendo pequenas suficientemente para permanecerem em suspensão, subindo e descendo na corrente acima do leito. As chuvas

que desagregam os solos e as enxurradas que os transportam para os cursos d'água são os maiores responsáveis pelo transporte de sedimentos.

#### **4.4.3 Sedimentação de reservatórios**

A erosão e a sedimentação dos rios são consequências da alteração do uso do solo e da ocupação das bacias hidrográficas ocasionadas pelo crescimento urbano e pela ampliação das áreas de cultivo intensivo. No entanto, existem outros fatores a serem equacionados nesse processo, como clima, relevo e a produção de sedimentos que ainda necessitam de um estudo mais aprofundado (MINELLA, 2011).

No tocante à sedimentação dos rios, uma barragem atua como um retentor de sedimentos posto que é um obstáculo no curso d'água. Assim, faz-se necessária a manutenção preventiva e preditiva para que não ocorram empecilhos ao seu funcionamento e utilização plena da vida útil do reservatório. Apesar da construção de um barramento para a acumulação de água gerar impactos ambientais consideráveis inicialmente, a médio prazo o meio ambiente adapta-se às novas condições. Ademais, os benefícios oriundos da construção da barragem perpassam a geração de energia e empregos. (COIADO, 2001; MAIA, 2006)

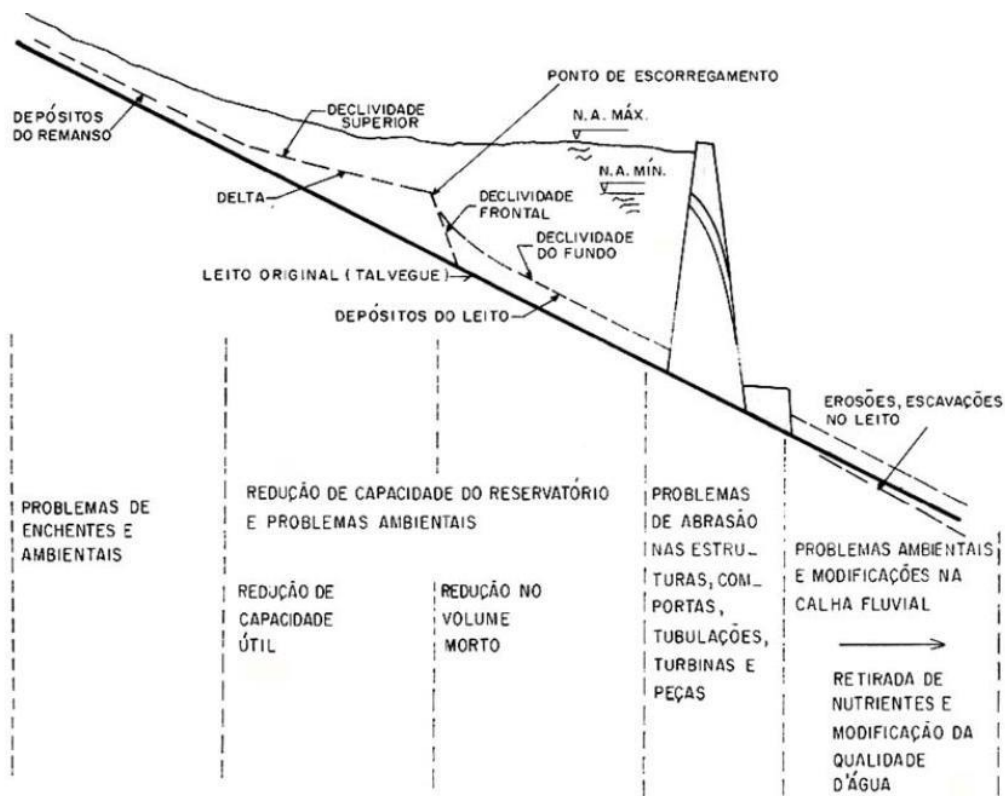
O processo de assoreamento de um reservatório, que reduz a capacidade de armazenamento de parcial ou totalmente, é inevitável, podendo, no entanto, ser amenizado através do controle do processo (COIADO, 2001).

De acordo com Yang (1996 apud VALE, 2014), o transporte de sedimentos pode ser modelado matematicamente de diferentes formas, sendo que a escolha depende da complexidade do objeto a ser modelado, podendo ser realizada em ambientes unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Segundo Vale (2014), modelos unidimensionais são geralmente utilizados para trechos mais longos de rios e simulações de longo prazo (utilizando-se para escoamento em uma seção transversal valores médios). Já os modelos numéricos bidimensionais são geralmente utilizados em simulações de confluências ou distribuição do escoamento em reservatórios, enquanto que os modelos tridimensionais costumam ser utilizados para simulações mais complexas e detalhadas de curto prazo, requerendo maior quantidade de informações para sua calibração.

Os modelos numéricos podem ser também classificados em:

- Acoplados ou não acoplados, conforme a solução das equações hidráulicas e de sedimentos sejam realizadas de forma simultânea ou não;
- Modelos de equilíbrio ou não equilíbrio, se os sedimentos são instantaneamente modificados entre os estados em transporte ou depositados no leito. Se a troca de sedimentos entre o fluxo e o leito é considerada imediata, sem uma equação de decaimento, o modelo é considerado de equilíbrio (utilizados quando o material é grosso e transportado por arraste);
- Modelos uniformes ou não uniformes, quando utilizam um único tamanho característico para representar os sedimentos nos cálculos, enquanto os não uniformes utilizam vários tamanhos característicos, de acordo com a faixa granulométrica (VALE, 2014).

**Figura 4-6: Sedimentação em reservatórios**



Fonte: Carvalho (2008)

#### 4.4.4 Equações de Transporte de Sedimentos

O processo de sedimentação é catalisado pelo aumento da área voltada à agricultura e à urbanização, pois a alteração de uso e ocupação do solo sem prévios tratamentos, acaba aumentando a taxa de sedimentação nos corpos d'água da bacia.

O escoamento junto ao leito fluvial pode levar ao deslocamento das partículas. A relação entre a movimentação das partículas e fatores relativos às características do escoamento e das partículas foi proposta por Shields em 1936. (PEREIRA, 2008).

A Tabela 4-3 foi proposta por Stevens e Yang para demonstrar graficamente as características de cada equação:

**Tabela 4-3 – Resumo das principais fórmulas para cálculo da descarga sólida de arrasto apresentada por Stevens e Yang**

Autor da Fórmula	Data	Movimento de Carga Sólida (B) ou Características do Material (BM)	Tipo de Fórmulas (1)	Tipo de Sedimento (2)	Granulometria (3)
Ackers e White (*)	1973	BM	D	S	S, G
Colby	1964	BM	D	S	S
Einstein (carga do leito)	1950	B	P	M	S, G
Einstein (material do leito)	1950	BM	P	M	S
Engelund e Hansen (*)	1967	BM	D	S	S
Kalinske	1947	B	D	M	S
Laursen	1958	BM	D	M	S
Meyer-Peter e Muller (*)	1948	B	D	S	S, G
Rottner	1959	B	D	S	S
Schoklitsch (*)	1934	B	D	M	S, G
Toffaletti	1968	BM	D	M	S
Yang (areia) (*)	1973	BM	D	O	S
Yang (pedregulho) (*)	1984	BM	D	O	G

(1) Determinística (D) ou probabilística (P)

(2) Fração Granulométrica (S), composição ou mistura (M) ou opcional (O)

(3) Areia (S) ou pedregulho (G)

(\*) Consideradas de maior confiança por Stevens e Yang

Fonte: Carvalho (2008)

As equações para cálculo da descarga sólida são geralmente classificadas em: descarga em suspensão, descarga sólida de arraste, descarga de material do leito e descarga sólida total. Yang (1996) enumera algumas equações para cálculo da tensão de arraste:

- Du Boys (desenvolvida em laboratório);
- Shields e Chang, Simons e Richardson, nas quais a variável predominante é a tensão de cisalhamento;
- Kalinske, em que a variável predominante é a velocidade;
- Meyer-Peter e Meyer-Peter e Müller, nas quais a variável predominante é o gradiente de energia;
- Schoklistch, em que a variável predominante é a descarga líquida;
- O método de Einstein, que apresenta base probabilística;
- Rottner, que utiliza uma análise de regressão.

A estimativa da capacidade de transporte de sedimentos do Rio Paraopeba, segundo estudo realizado pela TEC3, utiliza a aplicação da equação de Meyer-Peter (GRAF, 2010).

$$G_s = \left\{ B \left( \frac{\{\tau_* - 0.047\}}{\{0.25\}} \right) \right\}^{\{1,5\}} \left( \frac{d}{\sqrt{(\beta)\rho}} \right)^{\{1,5\}(\gamma_s - \gamma) \{0,5\} \gamma} \quad (4.23)$$

Em que,

$G_s$  é a descarga sólida (kg/s);

$B$  é a largura média (m);

$D$  é o diâmetro da partícula de sedimento representativa (m);

$\rho$  é a densidade da água (1.000 kg/m<sup>3</sup>);

$\gamma_s$  é a massa específica dos sólidos (25.996 N/m<sup>3</sup>);

$\gamma$  é a massa específica da água (9.810 N/m<sup>3</sup>);

$\tau_*$  é o parâmetro de Shields (adimensional), definido por:

$$\tau_* = \frac{\gamma R_h S_f}{(\gamma_s - \gamma) d} \quad (4.24)$$

Em que,

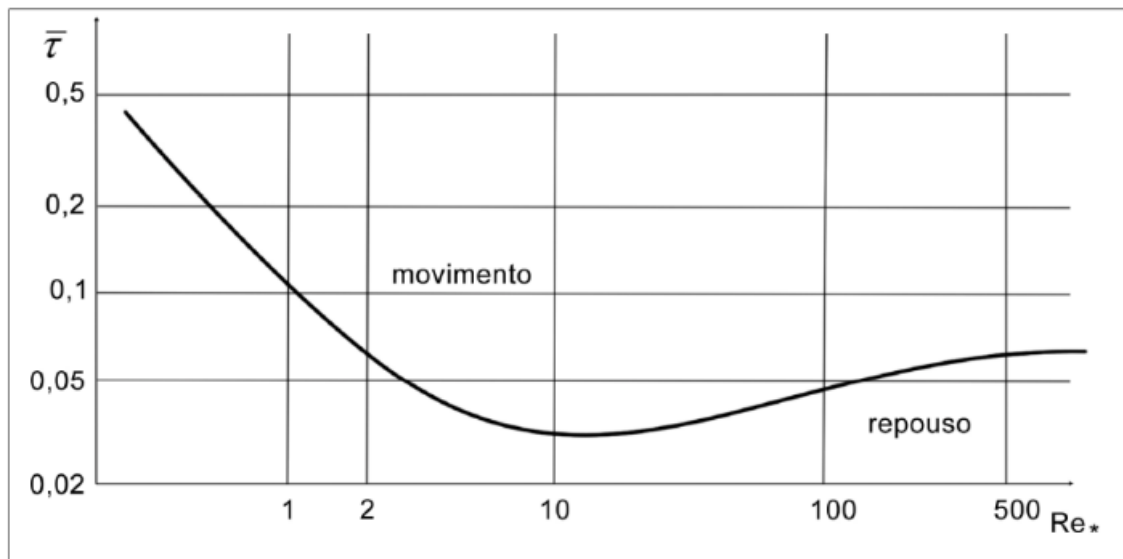
$R_h$  é o raio hidráulico (m);

$S_f$  é a declividade da linha de energia do escoamento (adimensional).

De acordo com Pereira (2008), o diâmetro das partículas é determinado por meio de ensaios granulométricos, sendo geralmente adotado o diâmetro equivalente do grão ( $d$ ) que passa em uma malha quadrada de lado igual ao diâmetro. A cada diâmetro equivalente associa-se o percentual em massa do material que passa na respectiva malha da peneira. Um dos diâmetros característicos mais utilizados é o diâmetro mediano ( $d_{50}$ ), em que metade do material passa e metade fica retido.

O ábaco de Shields relaciona as tensões de arraste com o número de Reynolds do grão, sendo que a região superior à linha indicada no gráfico indica transporte de sólidos e a região inferior representa a ausência de movimento (Figura 4-7).

**Figura 4-7: Ábaco de Shields**



Fonte: Vanoni, 1975 *apud* Pereira (2008)

Segundo Pereira (2008), o número de Reynolds do grão ( $Re_*$ ) é dado pela razão entre as forças inerciais e viscosas em torno das partículas e pode ser descrito de acordo com a seguinte equação:

$$Re_* = \frac{v_* D}{\nu} \quad (4.25)$$

Na qual,

$v^*$  é a velocidade de arraste (m/s);

$D$  é o diâmetro característico dos sedimentos (m); e

$\nu$  é a viscosidade cinemática da água (m<sup>2</sup>/s).

A velocidade de arraste ( $v^*$ ) pode ser calculada por:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (4.26)$$

Na qual,

$v^*$  é a velocidade de arraste (m/s);

$\tau_0$  é a tensão de arraste no fundo (Pa);

$\rho$  é a massa específica (kg/m<sup>3</sup>).

#### 4.4.4.1 *Fórmula para descarga sólida de arrasto*

Para Carvalho (2008), o cálculo de descarga de arrasto considera-se a carga sólida em contato permanente com o leito, rolando ou deslizando e partículas saltitam bem próximo ao leito. Seguem as fórmulas de Schoklitch, Einstein e Brown, Kalinske, Meyer-Peter e Muller e de Rottner:

- **Fórmula de Schoklitsch**

A fórmula é baseada no movimento de carga no leito, calcula a descarga de arrasto. Foi desenvolvida com uso da calha de Gilbert, com sedimentos de granulometria média entre 0,3 e 0,5 mm, areia média a grossa.

$$Q_{sa} = \frac{7000}{\sqrt{D}} S^{3/2} (q - q_0) \quad (4.27)$$

Na qual

$$q_0 = \frac{1,944 \cdot 10^{-8} \cdot D}{S^{4/3}} \quad (4.28)$$

Sendo:

$Q_{sa}$  – descarga sólida de arrasto, em kg/s;

$D$  – diâmetro médio da partícula, em mm;

$S$  – gradiente de energia, em m/m;

$Q$  – descarga líquida, m<sup>3</sup>/s;

$L$  – largura da seção transversal, em m;

$q_0$  – descarga crítica, em m<sup>3</sup>/(s m).

- **Fórmula de Einstein e Brown (1942)**

Einstein reconheceu a influência das forças hidrodinâmicas no transporte de sedimento, tendo relacionado a probabilidade do movimento de partículas ao parâmetro adimensional da intensidade de transporte.

$$\Phi = f\left(\frac{1}{\Psi}\right) \quad (4.29)$$

$$\Phi = \frac{q_{sa}}{\gamma_s \cdot F_1 \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot D_s^3}} \quad (4.30)$$

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_s} = \tau_* \quad (4.31)$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot v^2}{g \cdot D_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} - \sqrt{\frac{36 \cdot v^2}{g \cdot D_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} \quad (4.32)$$

$$\tau_0 = \gamma \cdot r_b \cdot S \approx \gamma \cdot p \cdot S \quad (4.33)$$

Sendo:

$f(1/\Psi)$  – é  $\tau_*$  igual à tensão de cisalhamento adimensional de Shields;

$q_{sa}$  – descarga sólida por unidade de largura;

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento;

$\gamma$  – peso específico da água;

$D_s$  – diâmetro representativo de sedimento do leito que é usualmente considerado como  $D_{50}$  ou a média geométrica  $D_m$ .

$\nu$  – viscosidade cinemática;

$F_1$  – quantidade introduzida por Rubey, em 1933, na equação:

$$W_{S=F} = \frac{1}{\sqrt{(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1)gD_s}} \quad (4.34)$$

- **Fórmula de Kalinske**

Fórmula desenvolvida para cálculo da descarga sólida de arrasto, para material de granulometria uniforme, é baseada na equação de continuidade que determina que a descarga do leito é igual ao produto da velocidade média das partículas em movimento pelo peso de cada partículas e pelo número de partículas.

$$q_{sa} = 25,28 \sqrt{\tau_0} \sum_{i=1}^n \tau_{ci} \cdot \frac{i_f / D_{si}}{m} \cdot f \left[ \frac{U}{V} \right] \quad (4.35)$$

Na qual,

$$\tau_0 = 62,4 \cdot p \cdot S \quad (4.36)$$

$$\tau_{ci} = 12 \cdot D_{si} \quad (4.37)$$

$$\frac{U}{V} = f \left[ \frac{\tau_{ci}}{\tau_0} \right] \quad (4.38)$$

Sendo:

$q_{sa}$  – descarga sólida de arrasto, em lb/s por ft de largura;

$n$  – número de classes ou frações granulométricas na composição de material de leito;

$\tau_0$  – tensão de cisalhamento total no leito, em lb/ft<sup>2</sup>;

$p$  – profundidade média, em ft;

$S$  – declividade do gradiente de energia, em ft/ft;

$\tau_{ci}$  – força trativa crítica, em lb/ft<sup>2</sup>;

$D_{si}$  – diâmetro médio da partícula, em ft, na classe granulométrica  $i$ ;

$i_f$  – fração, por peso, do material do leito numa dada classe granulométrica;

$m$  – soma dos valores de  $i_f/D_{si}$  para todas as frações granulométricas na composição do leito;

$f$  – indica uma função;

$U$  – velocidade média de partículas, em ft/s, na classe granulométrica;

$V$  – velocidade média do escoamento, em ft/s no nível do sedimento.

- **Fórmula de Meyer-Peter e Muller**

A fórmula empírica original de Meyer-Peter e Muller, no sistema métrico, válido para areias e pedregulhos com diâmetros compreendidos entre 0,4 a 30 mm, é a seguinte:

$$\gamma \cdot \frac{Q_s}{Q} \left[ \frac{K_s}{K_r} \right]^{3/2} \cdot p \cdot S = 0,047 \cdot \gamma_s \cdot D_m + 0,25 \left[ \frac{\gamma}{\rho g} \right]^{1/3} \cdot q_{sa}^{2/3} \quad (4.39)$$

Na qual

$$K_s = \frac{1}{n_s} \quad (4.40)$$

$$K_r = \frac{26}{(D_{90})^{1/6}} \quad (4.41)$$

$$\gamma'_s = (\gamma_s - \gamma) \quad (4.42)$$

- **Fórmula de Rottner (1959)**

Fórmula para cálculo de descarga sólida de arrasto, foi baseada em estimativas dimensionais e em coeficientes empíricos.

$$q_{sa} = \gamma_s [(S_g - 1) \cdot g \cdot p^3]^{1/2} \left[ \frac{v}{(s_g - 1) \cdot g \cdot p} \left[ 0,667 \left( \frac{D_{50}}{p} \right)^{2/3} + 0,14 \right] - 0,778 \left( \frac{D_{50}}{p} \right)^{2/3} \right]^3 \quad (4.43)$$

Sendo:

$q_{sa}$  – descarga sólida de arrasto, em lb/s por ft de largura;

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento, em lb/ft<sup>3</sup>;

$S_g$  – gravidade específica do sedimento, igual a  $\gamma_s/\gamma = 2,65$ ;

$g$  – aceleração da gravidade, em ft/s<sup>2</sup>;

$p$  – profundidade média, em ft;

$V$  – velocidade média, em ft/s;

$D_{50}$  – diâmetro da partícula, em ft, para o qual 50% do material do leito são mais finos.

A equação não é aplicável quando pequenas quantidades do material do leito estão em movimento. A fórmula pode ser usada com qualquer sistema de unidades homogêneas.

#### 4.4.4.2 *Fórmula para descarga sólida do material do leito*

O material do leito se movimenta como carga de arrasto e como carga saltante, incorporando-se também ao material em suspensão, sendo consideradas normalmente partículas maiores que argila e silte ( $D > 0,0625$  mm). As fórmulas aplicáveis são Laursen, Engelund e Hansen, Toffaleti, Colby, Ackers e White, Yang (areias) e Yang (pedregulhos).

- **Fórmula de Laursen (1958)**

A fórmula calcula a concentração média da descarga do material do leito, tendo sido baseada em relações empíricas.

$$C = \gamma \sum_{i=1}^n i_f \left( \frac{D_{si}}{p} \right)^{7/6} \left( \frac{\tau_0}{\tau_c} - 1 \right) \cdot f \left( \frac{U_*}{W_{si}} \right) \quad (4.44)$$

Nas quais:

$$\tau'_0 = p \cdot \frac{v^2}{58} \left( \frac{D_{50}}{p} \right)^{1/3} \quad (4.45)$$

$$\tau_c = \tau_{*c} (\gamma_s - \gamma) \cdot D_{si} \quad (4.46)$$

$$U_* = \sqrt{g \cdot p \cdot S} \quad (4.47)$$

$$q_{sl} = C \cdot q \quad (4.48)$$

Sendo:

C – concentração média da descarga do material do leito, em peso por unidade de volume;

n – número de frações granulométricas no material do leito;

$i_f$  – fração, por peso, da granulometria do sedimento;

$D_{si}$  – diâmetro médio do grão, em ft, na classe granulométrica considerada;

p – profundidade média, em ft;

$\tau'_0$  – tensão de cisalhamento no leito, segundo Laursen, devido à resistência do grão;

$\tau_c$  – tensão de cisalhamento crítica para a partícula de granulométrica  $D_{si}$ ;

f – indica uma função;

$U_*$  – velocidade de cisalhamento ft/s;

g – aceleração da gravidade, igual a 32,174 ft/s<sup>2</sup>;

$w_{si}$  – velocidade de queda, em ft/s, de partículas de sedimento de diâmetro de  $D_{si}$ ;

$f(U_*/w_{si})$  – função segundo o gráfico de Laursen;

$\tau_{*c}$  – tensão de cisalhamento crítica adimensional definida por Shields;

$\gamma$  – peso específico da água, igual a 62,4 lb/ft<sup>3</sup>;

p – densidade da água, igual a 1,94 slugs/ft<sup>3</sup>;

V – velocidade média, ft/s;

$D_{50}$  – granulometria da partícula, em ft, na qual 50% do material do leito, por peso, são mais finos;

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento, igual a 165,41 lb/ft<sup>3</sup>;

$q_{sl}$  – descarga sólida de material do leito por unidade de largura do canal, em lb/s por ft de largura;

$q$  – descarga líquida por unidade de largura do canal, em ft<sup>3</sup>/s.

- **Fórmula de Engelund e Hansen**

A fórmula simplificada utiliza o conceito de potência da corrente e do princípio da similaridade.

$$q_{sl} = \frac{0,05 \cdot \gamma_s \cdot V^2 \cdot p^{1/2} \cdot S^{3/2}}{D_{50} \cdot g \cdot (S_g - 1)^2} \quad (4.49)$$

$q_{sl}$  – descarga sólida de material do leito por unidade de largura do canal, em lb/s por ft de largura;

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento, em lb/ft<sup>3</sup>;

$V$  – velocidade média, ft/s;

$p$  – profundidade média, em ft

$S$  – declividade do gradiente de energia, em ft/ft;

$D_{50}$  – granulometria da partícula, em ft, na qual 50% do material do leito, por peso, são mais finos;

$g$  – aceleração da gravidade; em ft/s<sup>2</sup>;

$S_g$  – gravidade específica do sedimento, igual a  $\gamma_s/\gamma$ ;

$\gamma$  – peso específico da água, em lb/ft<sup>3</sup>;

- **Fórmula de Toffaleti (1968)**

A definição de Toffaleti, descrita por Carvalho (2008) para o método de cálculo proposto é considerar a descarga sólida a ser calculada é considerada como equivalente a um curso d'água hipotético de duas dimensões, de largura  $L$  e profundidade  $p$ , igual ao raio hidráulico  $R$ , na seção do curso d'água real.

A descarga sólida total é calculada pela soma das descargas em suspensão do material do leito nas zonas superior, intermediária e baixa, mais a descarga sólida do leito, conforme equação x:

$$Q_{sml} = (q_{sui} + q_{smi} + q_{sLi} + q_{Bi}) \cdot L \quad (4.50)$$

Onde:

$Q_{sml}$  – descarga sólida total em lb/s;

$q_{sui}$  – descarga em suspensão do material do leito na zona superior, em lb/(s ft);

$q_{smi}$  – descarga em suspensão do material do leito na zona intermediária, em lb/(sft);

$q_{sLi}$  – descarga em suspensão do material do leito na zona superior, em lb/(s ft)

$q_{Bi}$  – descarga sólida do leito, em lb/(s ft)

$L$  – largura do leito, em ft.

As fórmulas para definições das descargas em suspensão e sólida estão definidas abaixo:

$$q_{sui} = M_i \frac{\left(\frac{p}{11,24}\right)^{0,244 \cdot Z_i} \left(\frac{p}{2,5}\right)^{0,5 \cdot Z_i} \left[p^{n_1} - \left(\frac{p}{2,5}\right)^{n_1}\right]}{n_1} \quad (4.51)$$

$$q_{smi} = M_i \frac{\left(\frac{p}{11,24}\right)^{0,244 \cdot Z_i} \left[\left(\frac{p}{2,5}\right)^{n_2} - \left(\frac{p}{11,4}\right)^{n_2}\right]}{n_2} \quad (4.52)$$

$$q_{sui} = M_i \frac{\left(\frac{p}{11,24}\right)^{n_3} - (2D_{mi})^{n_3}}{n_3} \quad (4.53)$$

$$q_{sui} = M_i (2 \cdot D_{mi})^{n_3} \quad (4.54)$$

Onde:

$$M_i = 43,2 \cdot i_f \cdot C_{Li}(1 + n_v) \cdot V \cdot (p)^{-0,756 \cdot Z_i} \quad (4.55)$$

$$n_1 = 1 + n_v - 1,5 \cdot Z_i \quad (4.56)$$

$$n_2 = 1 + n_v - Z_i \quad (4.57)$$

$$n_3 = 1 + n_v - 0,756 \cdot Z_i \quad (4.58)$$

$$Z_i = \frac{w_{si} \cdot V}{C_Z \cdot p \cdot S} \quad (4.59)$$

$$v = (1 + n_v) \cdot V \cdot \left(\frac{y}{p}\right)^{n_v} \quad (4.60)$$

V – é a velocidade média do curso d'água real, em ft/s;

v – velocidade da corrente à distância y e acima do leito;

$$n_v = 0,1198 + 0,00048 \cdot T \quad (4.61)$$

T – temperatura da água em °F.

Toffaleti definiu que a fórmula é válida para o material do leito de 0,062 a 16 mm e as profundidades são divididas em quatro zonas:

- Zona do leito de espessura relativa  $y/p = 2D_{mi}/p$ ;
- Zona baixa entre  $y/p = 2D_{mi}/p$  e  $y/p = 1/11,24$ ;
- Zona intermediária entre  $y/p = 1/11,24$  e  $y/p = 1/2,5$ ;
- Zona superior entre  $y/p = 1/2,5$  e até a superfície.

A distribuição de concentrações para as três zonas acima do leito por definidas por Toffaleti:

$$\text{Zona superior: } C_i = C_{ui} \cdot \left(\frac{y}{p}\right)^{-1,5 \cdot Z_i} \quad (4.62)$$

$$\text{Zona intermediária: } C_i = C_{Mi} \cdot \left(\frac{y}{p}\right)^{-Z_i} \quad (4.63)$$

$$\text{Zona inferior: } C_i = C_{Li} \cdot \left(\frac{y}{p}\right)^{-0,726 \cdot Z_i} \quad (4.64)$$

- **Método de Colby (1973)**

A descarga sólida na seção transversal é calculada pela equação x, corrigida para os efeitos de temperatura e da presença de sedimentos finos:

$$Q_{sl} = q_{sl} \cdot L = q'_{sl} [1 + (K_1 \cdot K_2 - 1) \cdot 0,01 \cdot K_3] \cdot L \quad (4.65)$$

Onde:

$Q_{sl}$  – descarga sólida de areias, em ton/dia;

$q_{sl}$  – descarga sólida de areias, ton/dia por ft de largura;

$q'_{sl}$  – descarga de areias não-corrigida, ton/dia por ft de largura;

$K_1$  – fator de correção dos efeitos da temperatura sobre a descarga de fundo;

$K_2$  – fator de correção em relação à profundidade, em ft, e da concentração de sedimentos finos;

$K_3$  – fator de correção do diâmetro da partícula fora da faixa granulométrica de 0,2 a 0,3 mm, em função do diâmetro médio do material do leito.

- **Fórmula de Ackers e White (1973)**

Ackers e White, segundo apresentado por Stevens e Yang, desenvolveram uma função geral para cálculo da descarga sólida do material do leito em termos de três funções adimensionais:  $D_{gr}$  (granulometria),  $F_{gr}$  (mobilidade) e  $G_{gr}$  (descarga sólida).

$$D_{gr} = D_{50} \left[ \frac{g(S_g - 1)}{v^2} \right]^{1/3} \quad (4.66)$$

Sendo:

$D_{50}$  – diâmetro do grão, em ft, para qual 50% do material do leito, por peso, são mais finos;

$g$  – aceleração da gravidade, igual a 32,174 ft/s<sup>2</sup>;

$S_g$  – gravidade específica do sedimento, igual a 2,65;

$v$  – viscosidade cinemática, em ft<sup>2</sup>/s.

$$F_{gr} = \frac{U_*^n}{\sqrt{g \cdot D_{50} \cdot (S_g - 1)}} \left[ \frac{v}{\sqrt{32} \cdot \log\left(\frac{\alpha p}{d_{50}}\right)} \right]^{1-n} \quad (4.67)$$

Onde:

p – profundidade média, em ft;

U\* - velocidade de cisalhamento ou de atrito em ft/s;

V – velocidade média, em ft/s;

$\alpha$  - coeficiente que na equação de turbulência devido à rugosidade tem o valor igual a 10;

n – expoente de transição que depende da granulometria do sedimento.

$$G_{gr} = \frac{X \cdot p}{S_g \cdot D_{50}} \left( \frac{U_*}{V} \right)^n \quad (4.68)$$

Sendo:

X – é a concentração da descarga sólida expressa como fluxo de sedimento por unidade de peso de fluxo fluido.

- **Fórmula de Yang para areias (1973)**

Yang deduziu uma equação para cálculo da concentração da descarga do material do leito, para areias de leitos e rios. A equação adimensional, segundo Yang, é:

$$\log C = 5,435 - 0,286 \cdot \log \frac{w_s \cdot D_{50}}{v} - 0,457 \cdot \log \frac{U_*}{w_s} + \left( 1,799 - 0,409 \cdot \log \frac{w_s D_{50}}{v} - 0,314 \cdot \log \frac{U_*}{w_s} \right) \cdot \log \left( \frac{V \cdot S}{w_s} - \frac{V_{cr} \cdot S}{w_s} \right) \quad (4.69)$$

Sendo:

C – concentração da descarga de material do leito, em ppm por peso;

w<sub>s</sub> – velocidade média de queda, em ft/s de partículas de diâmetro D<sub>50</sub>;

D<sub>50</sub> – diâmetro do grão, em ft, para qual 50% do material do leito, por peso, são mais finos;

v – viscosidade cinemática, em ft<sup>2</sup>/s;

$U^*$  - velocidade de cisalhamento, em ft/s;

$V$  – velocidade mediada corrente, em ft/s;

$S$  – declividade da linha energética, em ft/ft;

$V_{cr}$  – velocidade média de escoamento, em ft/s, em movimento inicial.

Obtida a concentração, a descarga sólida pode ser calculada pela fórmula da descarga em suspensão:

$$Q_{sml} = 0,0027 \cdot Q \cdot C \quad (4.70)$$

- **Fórmula de Yang para pedregulhos (1984)**

A equação adimensional da potência unitária da corrente para transporte de pedregulho é:

$$\log C = 6,681 - 0,633 \cdot \log \frac{w_s \cdot D_{50}}{v} - 4,816 \cdot \log \frac{U_*}{w_s} + \left( 2,784 - 0,305 \frac{w_s \cdot D_{50}}{v} - 0,282 \cdot \log \frac{U_*}{w_s} \right) \cdot \log \left( \frac{V \cdot S}{w_s} - \frac{V_{cr} \cdot S}{w_s} \right) \quad (4.71)$$

## 4.5 Modelos físicos

De acordo com o exposto por Julien (2002), o primeiro modelo físico foi construído por Louis Jerome Fargue<sup>1</sup> em 1875. Modelos físicos são implementados para realizar testes e experimentos sob condições de controle de laboratório, sendo uma alternativa interessante para reduzir custos já que os programas de campo são mais onerosos.

Além disso, possibilitam a análise da performance de várias estruturas hidráulicas ou alternativas de contramedidas serem consideradas no design final, a verificação da performance do modelo sob diferentes condições hidráulicas e de sedimentos, ademais, é uma duplicata em escala reduzida do fenômeno de vazão observado no rio.

---

<sup>1</sup> Modelo do Rio Garonne em Bordeaux.

Deve-se analisar que alguns parâmetros reais não correspondem exatamente ao modelo em escala reduzida, sendo necessária a aplicação do coeficiente de escala, cujos valores dos parâmetros reais são divididos por suas respectivas correspondências do modelo físico.

Na hidráulica, existem várias situações muito complexas para serem analisadas teoricamente, logo faz-se uso de modelos físicos para simular tais situações e, analogamente, fazer as adequações necessárias para correções de possíveis anomalias de projeto. Geralmente são utilizados modelos físicos (comumente utilizados para análise de estruturas hidráulicas, transporte de sedimentos, hidráulica fluvial e marítima) e matemáticos, baseados em equações da hidráulica, existindo limitação de situações mais simples de escoamento ou condições específicas, nas quais as equações são válidas.

Segundo Lara (2016), o modelo físico deve comportar-se de modo semelhante ao do protótipo, sistema cujo comportamento se quer prever. O modelo físico geralmente possui dimensões mais reduzidas que o protótipo para reduzir os custos e facilitar o controle das grandezas a serem consideradas. A Teoria da Semelhança estabelece os princípios básicos a serem obedecidos para se projetar, construir, operar e interpretar o modelo a partir do qual se deve prever o comportamento do protótipo.

#### **4.5.1 Teoria da Semelhança**

Segundo Motta (1972), a Teoria da Semelhança permite estabelecer tanto as relações de transferências entre modelos e protótipos, como o tipo de relação entre as grandezas atuantes no fenômeno. Assim, a Teoria da Semelhança depende do conhecimento das grandezas físicas e das relações de dependência.

Segundo Melo (2011), o fator de escala  $S_{(.)}$  é definido pela relação de quantidades entre o protótipo e o modelo:

$$S_{(.)} = \frac{(.)_p}{(.)_m} \quad (4.72)$$

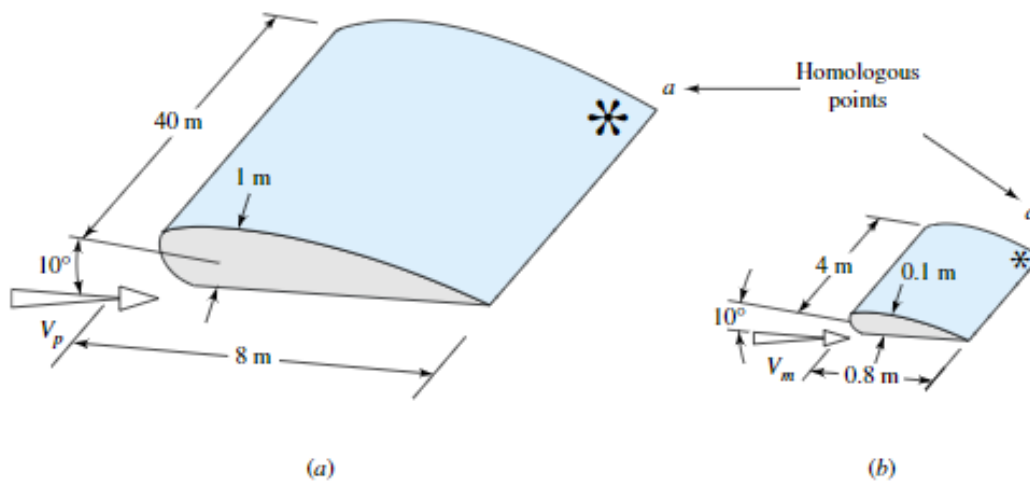
A seguir, analisam-se os tipos de semelhança envolvidas na definição das escalas de um modelo reduzido.

#### 4.5.1.1 Semelhança geométrica

A semelhança geométrica consiste na construção de um modelo físico baseado em um protótipo, onde ambos tenham a mesma forma e suas dimensões sejam relacionadas por um fator de escala constante. Os ângulos de sua geometria devem ser preservados, assim como as direções no fluxo de escoamento.

Segundo Julien (2002), pode-se construir modelos físicos com distorções de escalas em diferentes eixos, logo um modelo que apresenta semelhança geométrica exata, apresenta apenas um fator de escala que representa a relação entre o modelo e o protótipo, conforme Figura 4-8.

**Figura 4-8: Semelhança Geométrica 1:10 a) protótipo b) modelo**

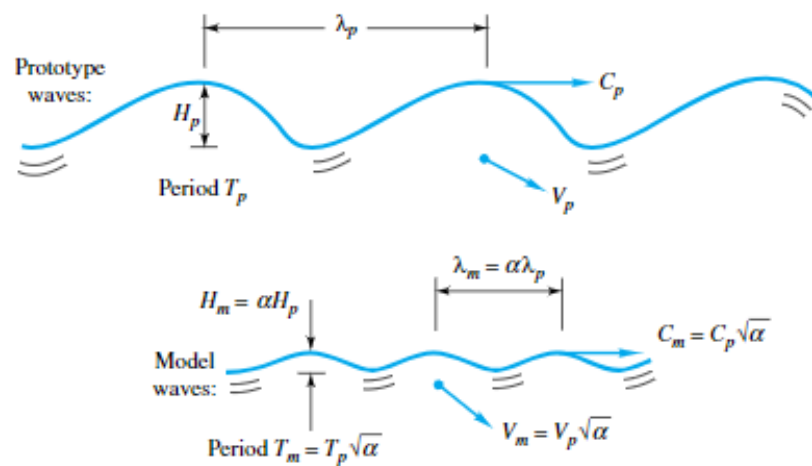


Fonte: White (2002)

#### 4.5.1.2 Semelhança Cinemática

De acordo com Çengel (2007), em relação à semelhança cinemática, a velocidade em determinado ponto do modelo deve ser proporcional à a velocidade no ponto correspondente no protótipo. Devem ser proporcionais em módulo e devem apontar na mesma direção. White (2002) afirma que o fator de escala deve ser igual, tanto para a velocidade, quanto para o tempo, conforme Figura 4-9.

**Figura 4-9: Semelhança cinemática em escoamento livre**

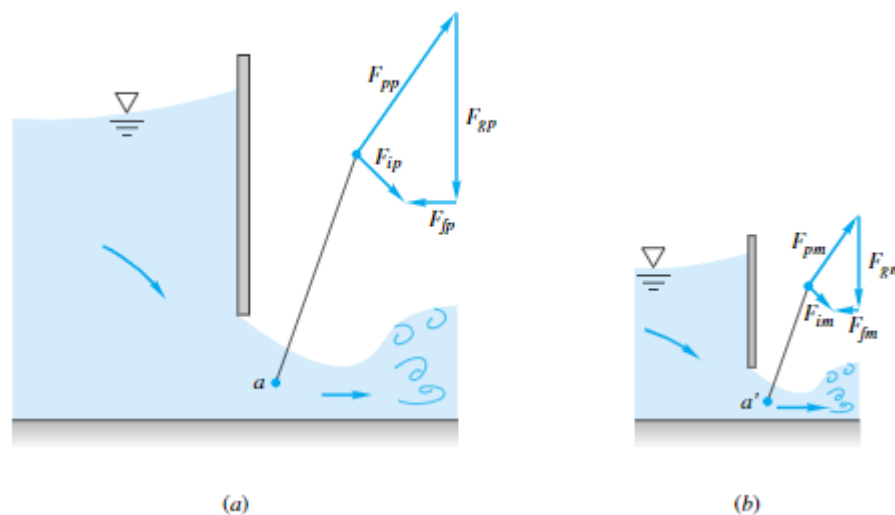


Fonte: White (2002).

#### 4.5.1.3 Semelhança Dinâmica

Segundo Julien (2002), “para que haja semelhança dinâmica, as forças individuais (força gravitacional, atrito, cisalhamento viscoso e tensões superficiais) que agem nos elementos do fluido, devem ter a mesma escala de força, no modelo e no protótipo”. A resultante do polígono de forças, mostrado na Figura 4-10, deve ser similar nas duas situações e os números de Reynolds e Froude devem ser iguais nos dois casos (modelo e protótipo).

**Figura 4-10: Semelhança dinâmica em uma comporta - a) protótipo b) modelo**



Fonte: White (2002)

#### 4.5.2 Relações de escala

Segundo Webb, Barfuss e Johnson (2010), a equação para fator de escala da rugosidade é obtida a partir da equação de Froude e da equação de Manning, criando uma relação entre os coeficientes de Manning no modelo e no protótipo, conforme explicitado a seguir:

$$\frac{V_p}{V_m} = V_r = \sqrt{g_r \times L_r} = L_r^{0,5} \quad (4.73)$$

Em que  $V_p$  é a velocidade no protótipo (m/s),  $V_m$  é a velocidade no modelo (m/s),  $V_r$  é o fator de escala da velocidade (adimensional),  $g_r$  é a razão da gravidade do protótipo pela do modelo (adimensional, igual a 1),  $L_r$  é o fator de escala do comprimento linear (adimensional - ASCE, 2000). Para o fator de escala do coeficiente de rugosidade de Manning:

$$n_r = \frac{R_{hr}^{2/3} \times S_{fr}^{1/2}}{V_r} \quad (4.74)$$

Em que  $n_r$  é a razão do coeficiente de Manning,  $R_{hr}$  é o fator de escala do Raio Hidráulico,  $S_{fr}$  é o fator de escala da declividade da linha d'água. Combinando as duas equações, tem-se que o fator de escala do coeficiente de Rugosidade em um modelo isotrópico é definido por:

$$n_r = L_r^{1/6} \quad (4.75)$$

Na qual  $n_r$  é a razão do coeficiente de Manning e  $L_r$  é o fator de escala do comprimento linear (adimensional).

Partindo-se da definição de que vazão é a razão entre volume escoado num intervalo de tempo, a escala de vazão para um modelo isotrópico é obtida por:

$$Q_r = \frac{V_p/t_p}{V_m/t_m} = \frac{V_p}{V_m} \frac{t_m}{t_p} = V_r/t_r = L_r^3/L_r^{0,5} = L_r^{2,5} \quad (4.76)$$

Na qual  $Q$  é a vazão (m<sup>3</sup>/s),  $V$  é o volume (m<sup>3</sup>) e  $t$  é o intervalo de tempo (s).

#### 4.6 Métodos de Interpolação Espacial

A partir das medições de velocidades, há a necessidade de utilização de métodos para representá-los graficamente, de modo que, os gráficos gerados dos campos de velocidades melhor representem as velocidades de fluxos observadas em laboratório.

A qualidade do modelo do campo de velocidades está diretamente ligada à quantidade de pontos medidos, porém o ideal seria uma malha de pontos infinitesimais, porém como tratam-se de medições pontuais, define-se um espaçamento aceitável para a amostragem que atenda o objetivo do estudo e os pontos intermediários são obtidos por análises matemáticas por interpolação.

Os métodos mais utilizados para modelagem de superfícies são triangulação, reticulação, triangulação linear, método do inverso ponderado da distância, mínima curvatura, superfície de tendência e krigagem (Tabela 4-4).

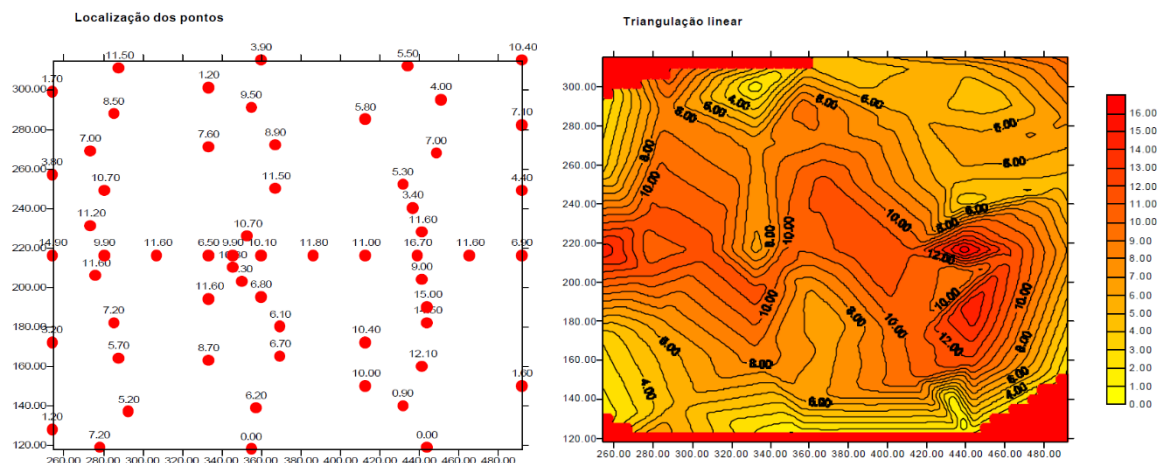
**Tabela 4-4 – Comparação dos algoritmos (1=melhor a 5=pior)**

Algoritmo	Fidelidade aos dados originais	Suavidade das curvas	Velocidade de computação	Precisão Geral
Triangulação	1	5	1	5
Inverso da Distância	3	4	2	4
Superfície/Tendência	5	1	3	2
Mínima Curvatura	4	2	4	3
Krigagem	2	3	5	1

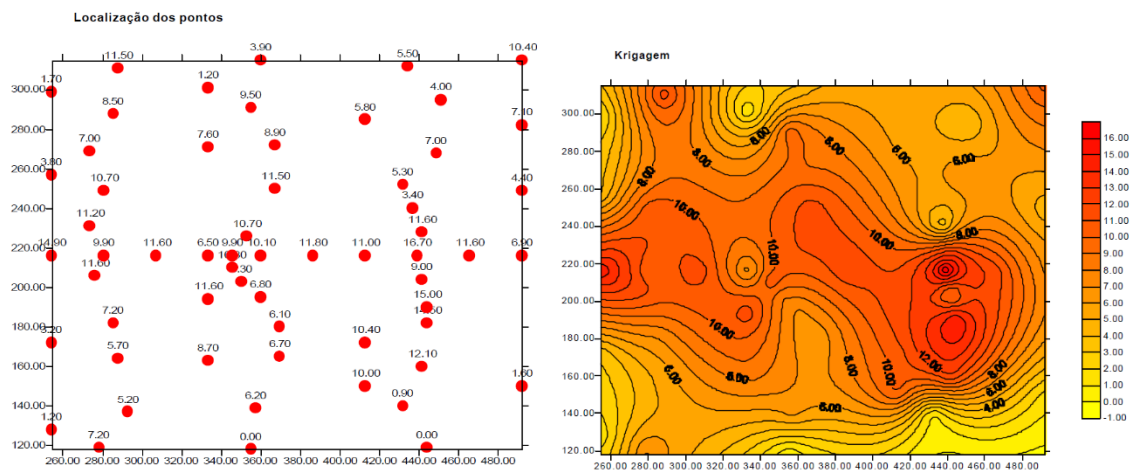
Fonte: adaptado de Landim (2000)

As duas análises que foram consideradas no estudo foram triangulação linear e krigagem, porém devem ser apresentados seus pontos suas vantagens e limitações. A triangulação linear consiste na triangulação de pares de dados formando uma malha ou rede triangular (Figura 4-11).

**Figura 4-11: Tipos de interpolação espacial considerados**



(a) Triangulação linear.



(b) Krigagem.

Fonte: Landim (2000)

Segundo LANDIM (2000), a triangulação linear deve ser utilizada quando houver uma distribuição de dados bem regular, quando os valores que serão estimados encontrem-se dentro da área amostrada, e quando houver a presença de grandes diferenças entre os dados e dados topográficos. Uma desvantagem do método é que visualmente produz superfícies angulosas.

A krigagem é um método geoestatístico que considera as características espaciais de autocorrelação, desde que haja uma certa continuidade espacial, estimando-se os valores de pontos com variáveis desconhecidas. Para sua utilização é necessário determinar na amostra de dados a estrutura de correlação por meio de uma ferramenta conhecida como variograma, ao qual será ajustado um modelo matemático para descrição da variação espacial (VALENTE, 1982). Trata-se de um método mais complexo, e que não foi utilizado neste trabalho tendo em vista que a densidade de pontos obtida nas seções (1 ponto a cada 50 cm<sup>2</sup>).

#### 4.7 Intervalo Computacional

O atendimento à condição de Courant possibilita melhores resultados, mas pode resultar em tempos computacionais maiores, já que quanto menor o intervalo computacional, mais demorado é o processamento. Assim, o intervalo deve ser ajustado de forma que se encontre o maior valor que ainda traga resultados acurados (USACE, 2016d). A condição de Courant para as equações de Saint-Venant completas e para as equações de onda difusiva é dada por (USACE, 2016b):

- **Equações completas (*Full Momentum*) - Saint-Venant**

$$C = \frac{V\Delta T}{\Delta x} \leq 1,0 \text{ (com } C \text{ máximo} = 3,0) \quad (4.77)$$

Ou

$$\Delta T = \frac{\Delta x}{V} \text{ (com } C = 1,0) \quad (4.78)$$

- **Equações difusivas (*Diffusion Wave*)**

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 4 \quad C = \frac{V\Delta T}{\Delta X} \leq 2,0 \text{ (com } C \text{ máximo} = 5,0) \quad (4.79)$$

Ou

$$\Delta T \leq \frac{2\Delta x}{V} \text{ (com } C = 1,0) \quad (4.80)$$

Onde:

C é o número de Courant;

V é a velocidade da onda (celeridade da onda) em m/s;

$\Delta T$  é o intervalo de tempo computacional em s;

$\Delta x$  é o intervalo de discretização do espaço (tamanho da célula) em m.

## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.1 *Material*

#### 5.1.1 *Sistema de bombas*

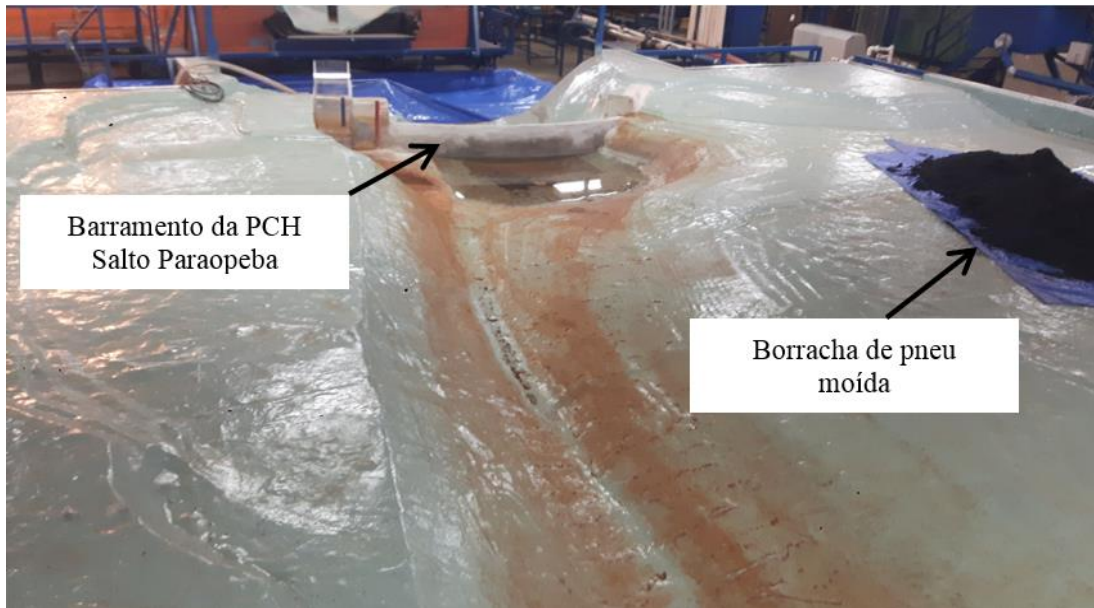
O sistema de bombas será responsável por reproduzir as vazões de do protótipo no modelo. As Bombas utilizadas neste estudo foram 2 bombas com potência de 15 kW ou 20 cv (hp). Com vazão máxima praticável de 300 m<sup>3</sup>/h.

#### 5.1.2 *Modelo reduzido*

O modelo utilizado foi construído com fibra de vidro e tinta epóxi, de forma que representasse o protótipo da PCH de Salto Paraopeba. A escala do modelo em relação ao protótipo é 1:40. O

barramento foi construído com argamassa e a comporta em material plástico, conforme representado na Figura 5-1.

**Figura 5-1: Modelo em escala reduzida**

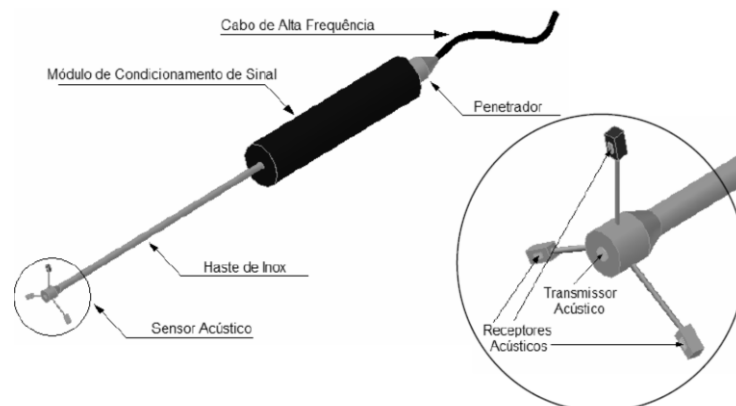


Fonte: Acervo próprio

### 5.1.3 Medidor de velocidade

Para medições de velocidades, utilizou-se o velocímetro acústico Doppler (ADV), que utiliza o método de reflexão de ultrassons para realizar a medição de velocidades em 3 dimensões (Figura 5-2).

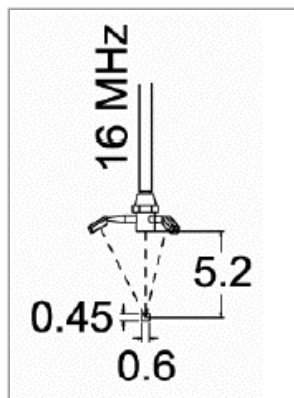
**Figura 5-2: Desenho esquemático do ADV utilizado**



Fonte: Adaptado de Viana et al, 2016

A medição de velocidade ocorre em um volume de medição formado pelo emissor quando os feixes dos transdutores se encontram, cerca de 5 centímetros abaixo do transmissor (Figura 5-3).

**Figura 5-3: SonTek Micro ADV (medidas em centímetros)**



Fonte: Sontek apud Figueiredo (2018)

O transmissor gera um pequeno pulso de som de frequência conhecida, que se propaga na água ao longo do eixo desse feixe. Como o pulso passa pelo volume de medição, a energia acústica é refletida em todas as direções pelas pequenas partículas presentes na água. Parte da energia refletida volta através do eixo receptor, onde é feita a medição da frequência pelo ADV. Esse deslocamento na frequência medido pelo receptor é proporcional à velocidade das partículas na direção do eixo bi-estático (CABRAL, 2014).

Para verificação da calibração do velocímetro ADV, utilizou-se um tubo de Pitot.

#### **5.1.4 Suporte sobre trilhos**

Construção de suporte metálico sobre trilhos para fixação do medidor de velocidades ADV, fixado por abraçadeiras plásticas (Figura 5-4). O trilho tinha tamanho suficiente para atravessar toda extensão perpendicular do modelo sem que houvesse qualquer influência no fluxo de água. Utilizou-se uma prancha de madeira para que o usuário, responsável por deslocar o suporte e alterar as cotas para medição de velocidade, pudesse se deslocar também sem interferir no fluxo de água.

**Figura 5-4: Suporte sobre trilhos para fixação do velocímetro ADV**



Fonte: Acervo Próprio

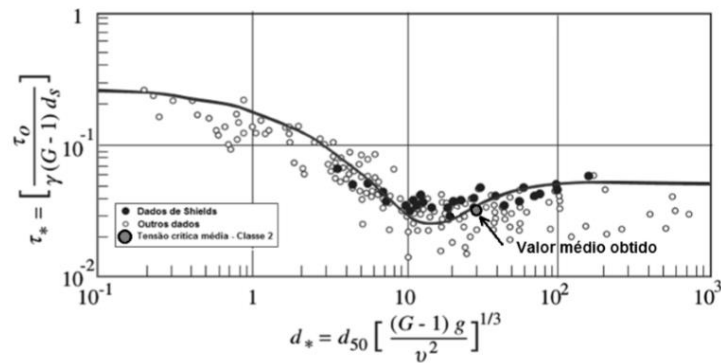
### **5.1.5 Representação do sedimento**

Para representação do sedimento foi utilizada borracha moída com diâmetro médio entre 2 e 3 milímetros. De acordo com Campello (2017), o material pode representar o sedimento para o estudo em questão.

Segundo pesquisa realizada por Tarqui, Saliba e Martinez (2016), concluiu-se que a borracha de pneu moída é o material que melhor representa o sedimento real obtido no reservatório da PCH Salto Paraopeba. Foram analisados materiais com menor densidade que a areia para simulação no modelo físico, como carvão, nylon, escória, poliacetal e borracha e realizada análise de massa específica, optando-se pela borracha.

O teste do material foi feito por Campello et al. (2017), por meio da análise da trajetória e tensão crítica de Shields para diâmetros entre 2 mm e 3 mm (denominada classe 2) em relação à curva de Shields modificada, conforme apresentado na Figura 5-5.

**Figura 5-5: Tensão crítica de Shields obtida experimental para borracha com diâmetro entre 2 mm e 3 mm (denominada de classe 2) em relação a curva de Shields modificada**



Fonte: Campelo (2018)

### 5.1.6 Utilização do Softwares

- Utilizou-se o software Horizon ADV para medição das velocidades com o velocímetro ADV, o software é produzido pelo mesmo fornecedor do aparelho, porém a versão disponível para download não é compatível com o sistema Windows 8 ou superior. Foi necessário contato com o fornecedor para que fosse enviado instalador compatível com Windows com versões superiores.
- Utilizou-se o AutoCAD Civil 2018 e Arc-GIS versão 10.1 para modelagem tridimensional do terreno.
- O software HEC-RAS 5.0.5 para realizar a simulação matemática.
- O software Surfer versão 14 foi utilizado para gerar os perfis de velocidades.

## 5.2 Métodos Experimentais

### 5.2.1 Definição das seções estudadas

Foram definidas 9 seções não equidistantes, de modo que, quanto mais próximo do barramento, menor a distância entre as seções para que fosse possível visualizar e representar melhor as variações observadas no fluxo.

### 5.2.2 Medição de velocidades

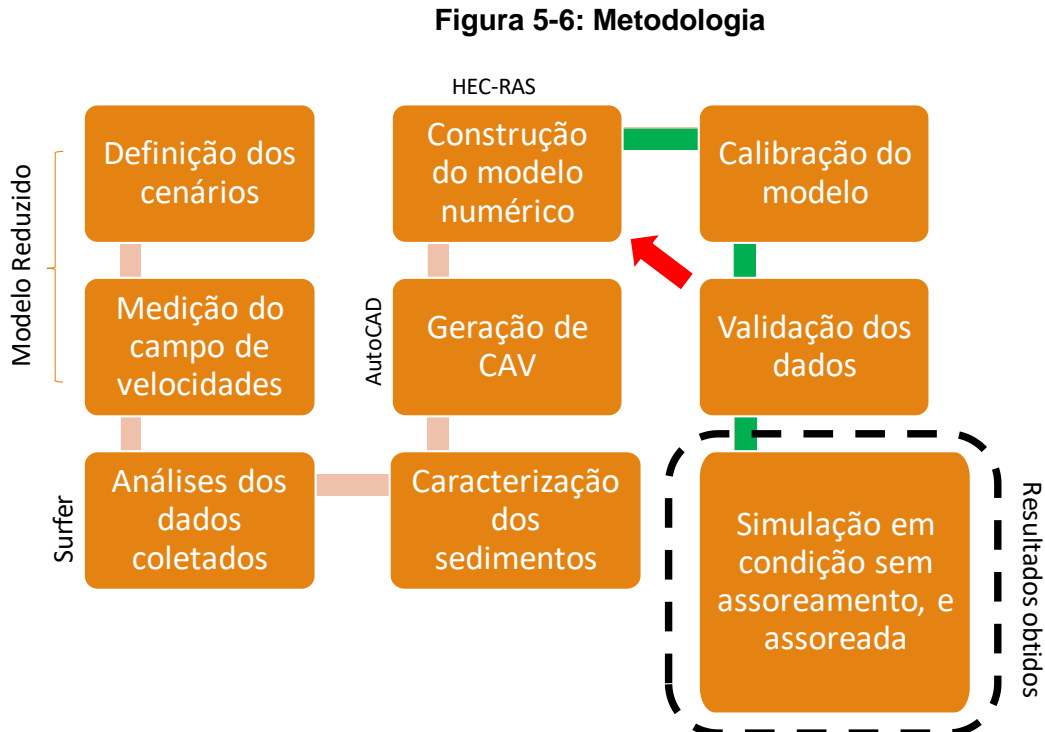
As medições de velocidades por seções predefinidas foram espaçadas de acordo com a necessidade, espaçamento horizontal de 10 centímetros e vertical de 5 centímetros.

### 5.2.3 Definição do sedimento

A utilização da borracha moída deve ter um tratamento antes das simulações. No caso, ela deve ser previamente saturada e para cenários com reservatório assoreado, deve-se manter uma vazão constante até que o reservatório tenha a sedimentação com borracha moída estabilizada.

## 5.3 Métodos Analíticos

A apresenta um resumo dos métodos analíticos para elaboração da presente dissertação, a calibração e validação dos dados apresentam a maior complexidade, pois se tratar do método de tentativa e erro, conforme fluxograma da Figura 5-6.



### 5.3.1 Definição da medição de velocidades

Foi definida a quantidade mínima de 500 medições de velocidades para cada ponto e a velocidade considerada é a média dessas medições por ponto.

### 5.3.2 Definição da malha do modelo digital

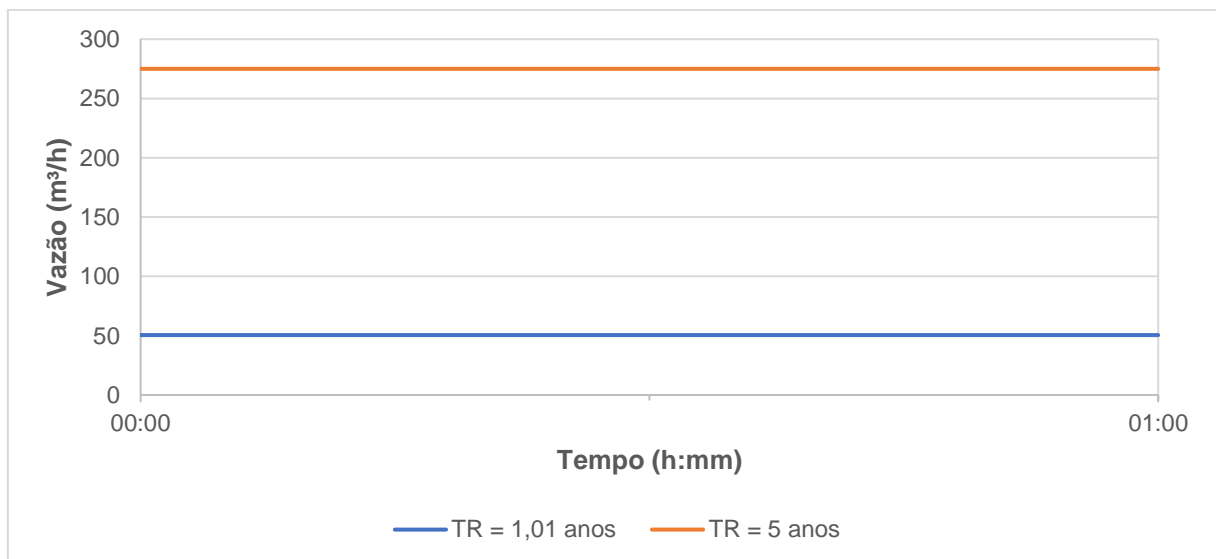
Foi definida a malha de 1 centímetro para representação do modelo digital que serviu de entrada para a simulação matemática. Para que a malha representasse bem o modelo e apresentasse um tempo computacional aceitável.

### 5.3.3 Definição das condições de contorno da simulação matemática

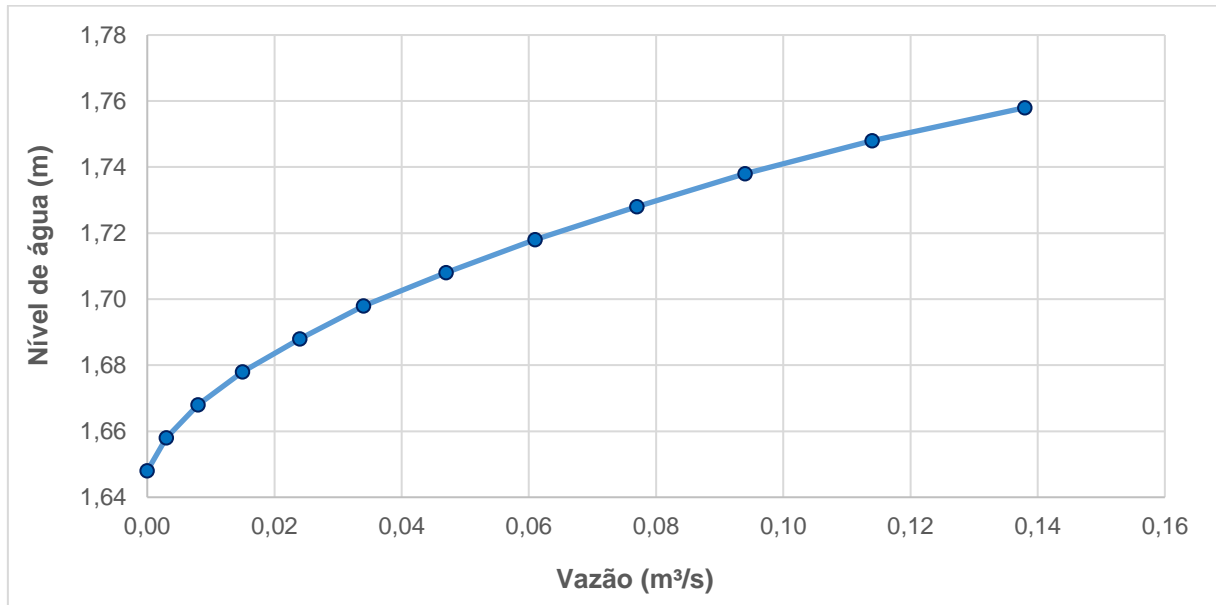
Para desenvolver as simulações, foi necessário definir as condições de contorno, a saber:

- Condição de contorno de montante, definida pelo hidrograma de entrada, que considera uma vazão constante (Figura 5-7);
- Condição de contorno de jusante, correspondente à curva de descarga da soleira vertente, próxima à de um vertedor do tipo Creager (Figura 5-8), medida no modelo.

**Figura 5-7: Hidrogramas de entrada**



**Figura 5-8: Curva de descarga do vertedor**



## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para avaliar os efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning no assoreamento de reservatórios a fio d'água, o processo de assoreamento foi simulado em modelos numéricos e no modelo físico da PCH Salto Paraopeba construído no CPH em condições de reservatório limpo assoreado, em três cenários:

- Cenário 1: simulação numérica e no modelo reduzido em condições de cheias ordinárias (TR = 1,01 anos; Q = 50,5 m³/h) e reservatório limpo, para calibração do coeficiente de rugosidade de Manning;
- Cenário 2: simulação numérica e no modelo reduzido em condições de vazões de cheias (TR ~5 anos; Q = 275 m³/h) e reservatório limpo, para validação do coeficiente de rugosidade de Manning;
- Cenário 3: simulação numérica e no modelo reduzido em condições de cheias ordinárias (TR = 1,01 anos; Q = 50,5 m³/h) e reservatório 37,3% assoreado, para avaliação dos efeitos do assoreamento no coeficiente de rugosidade de Manning.

Em todos os cenários, foram determinados os campos de velocidade em seções transversais predefinidas no modelo reduzido em 3 dimensões, que foram comparadas aos campos de velocidade obtidos nos modelos numéricos nos processos de validação e calibração.

Os campos de velocidade determinados também permitiram avaliar a adequação do emprego de um modelo bidimensional em um processo reconhecidamente tridimensional, como é o caso da sedimentação de partículas sólidas em um reservatório.

O modelo físico foi construído em fibra de vidro, poliestireno e argamassa, cuja escala definida foi de 1:40, mostrado na Figura 5-1. A instalação conta com sistema de bombeamento capaz de recalcar 300 m<sup>3</sup>/h. O modelo está disposto no Centro de Pesquisas e Recursos Hídricos (CPH) na Universidade Federal de Minas Gerais. Para construção do modelo utilizou-se a dados topográficos e batimétricos da PCH de Salto Paraopeba, fornecidos pela CEMIG.

Foram utilizadas duas vazões de referência, uma com regime fluvial (subcrítico) e outra torrencial (supercrítico), para as simulações do canal limpo e do canal assoreado. Para simulação dos sedimentos foi utilizada borracha de pneu moída com diâmetros de 2 mm a 3 mm, que apresenta comportamento semelhante ao da areia para a sedimentação em modelo físico, segundo Tarqui, Saliba e Martinez (2016) e Campello et al. (2017), que se aderiu ao diagrama de Shields e às equações de transporte de Meyer-Peter e Muller.

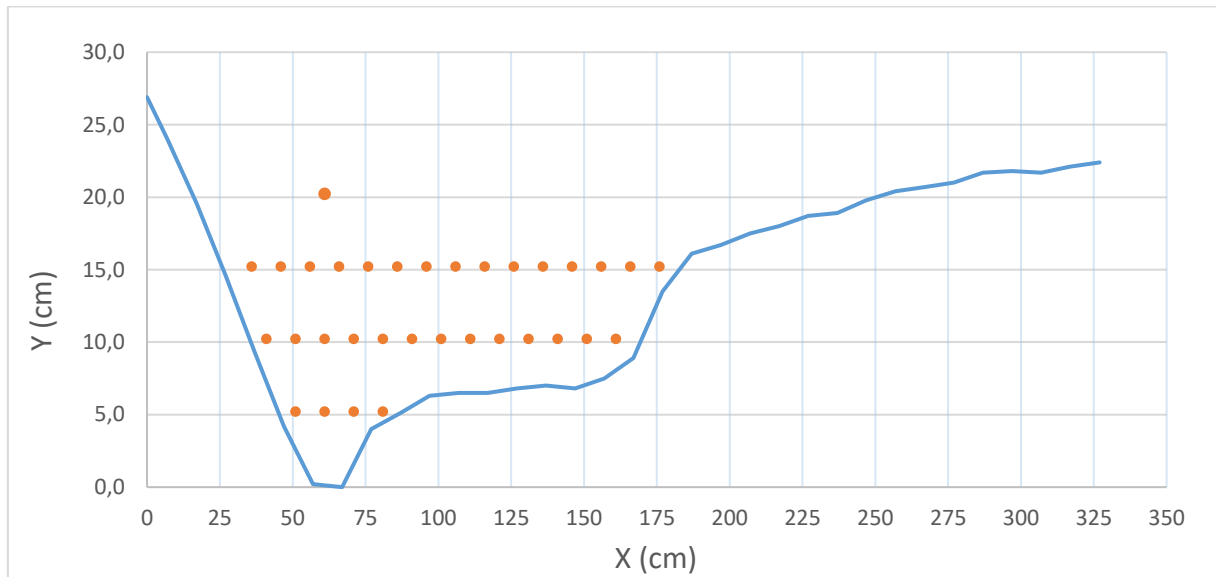
Construiu-se um suporte metálico móvel para fixação do ADV, de forma que, fosse possível seu deslocamento por toda a área da modelo físico, com fixação de réguas para marcação dos pontos e locais hábeis para colocação dos níveis para verificação do nivelamento do suporte móvel.

Para medição de velocidades, definiu-se um ponto a cada 10 centímetros horizontalmente e verticalmente variando a cada 5 centímetros. A velocidade por ponto foi definida pela média das medições de 500 velocidades por eixo.

Deve-se ressaltar que o velocímetro ADV possui algumas restrições com relação às medidas, pois não há como medir a velocidade da superfície e ele deve ter espaçamento mínimo de 5 centímetros lateralmente e abaixo do sensor.

Logo, a medição de velocidade na superfície foi feita por lançamento de objeto flutuante em um intervalo de distância conhecida, que foi cronometrado. Foram realizadas quatro medições, descartando-se o valor mais discrepante e calculando-se a velocidade pela média das três velocidades selecionadas (Figura 6-1).

**Figura 6-1: Exemplo de seção com pontos de medição de velocidades (ponto superior velocidade na superfície do fluxo)**

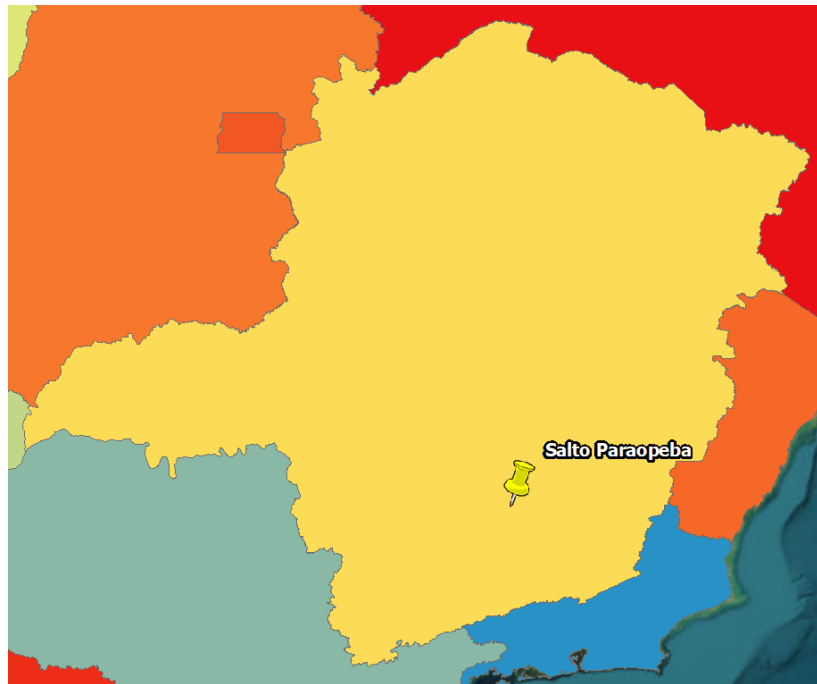


Fonte: Adaptado de Figueiredo (2018)

O procedimento de simulação numérica deve seguir uma metodologia por etapas de calibração e validação para apenas então realizar previsões. Neste sentido o modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba será utilizado para fornecer os dados necessários.

### **6.1 Estudo de Caso**

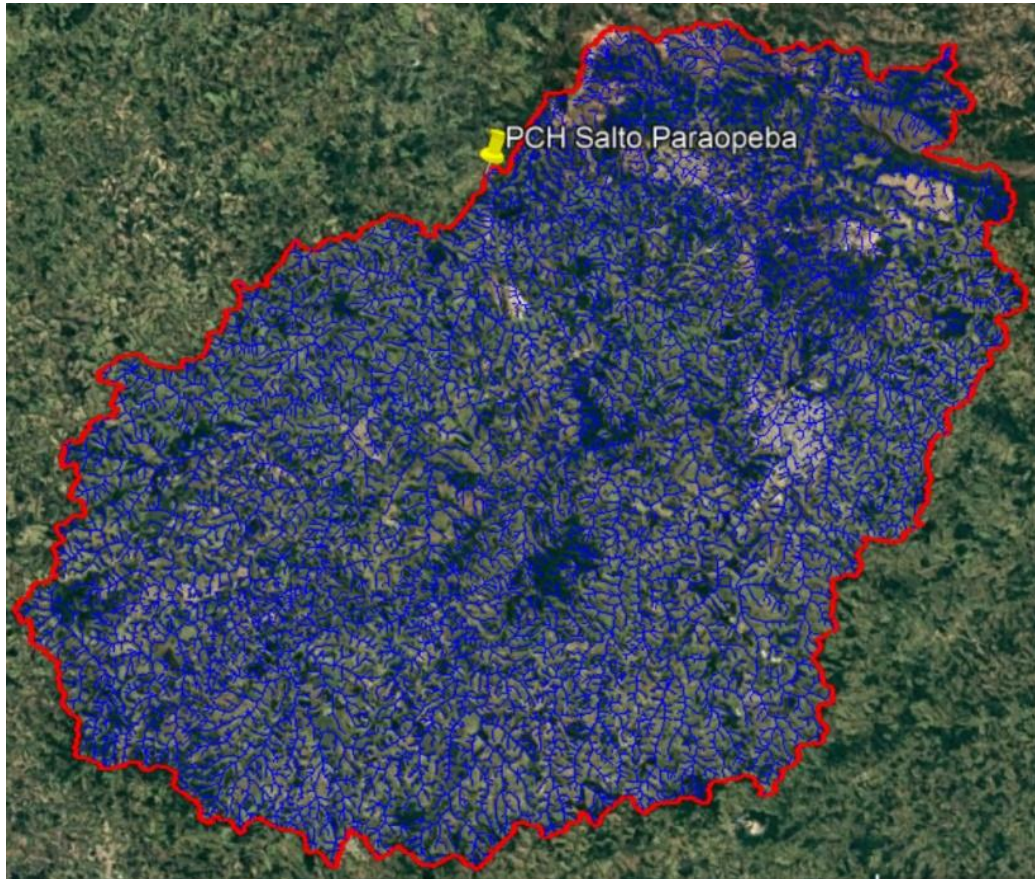
A Pequena Central hidrelétrica (PCH) de Salto Paraopeba está localizada no município de Jeceaba, no estado de Minas Gerais (Figura 6-2), a aproximadamente 3 quilômetros da sede do município. O reservatório está localizado na divisa dos municípios e Belo Vale, Congonhas e Jeceaba.

**Figura 6-2: Localização da PCH de Salto Paraopeba**

Trata-se de uma PCH a fio d'água, de acordo com a definição da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), pela Resolução Normativa Nº 673, de 4 de agosto de 2015, trata-se de uma pequena central hidrelétrica que utiliza reservatório com acumulação suficiente apenas para prover regularização diária ou semanal, ou ainda que utilize diretamente a vazão afluente do aproveitamento.

A usina foi construída em 1956 para operação a fio d'água. Porém no ano de 2000, devido ao intenso processo de assoreamento e um período sem manutenção, houve paralisação da operação pela obstrução da tomada d'água. Atualmente, a PCH é de propriedade da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG) e, a área de drenagem é de aproximadamente 2.510 km<sup>2</sup>, localizada no Rio Paraopeba, na microbacia do Rio Paraopeba, na bacia estadual o Rio São Francisco e bacia federal do Rio São Francisco (Figura 6-3)

**Figura 6-3: Área de drenagem da PCH Salto Paraopeba**



Fonte: Adaptado de IGAM (2018)

Abaixo (Tabela 6-1) são apresentadas as vazões da PCH de Salto Paraopeba com sua devida conversão com o fator de escala do modelo reduzido, com escala de 1:40.

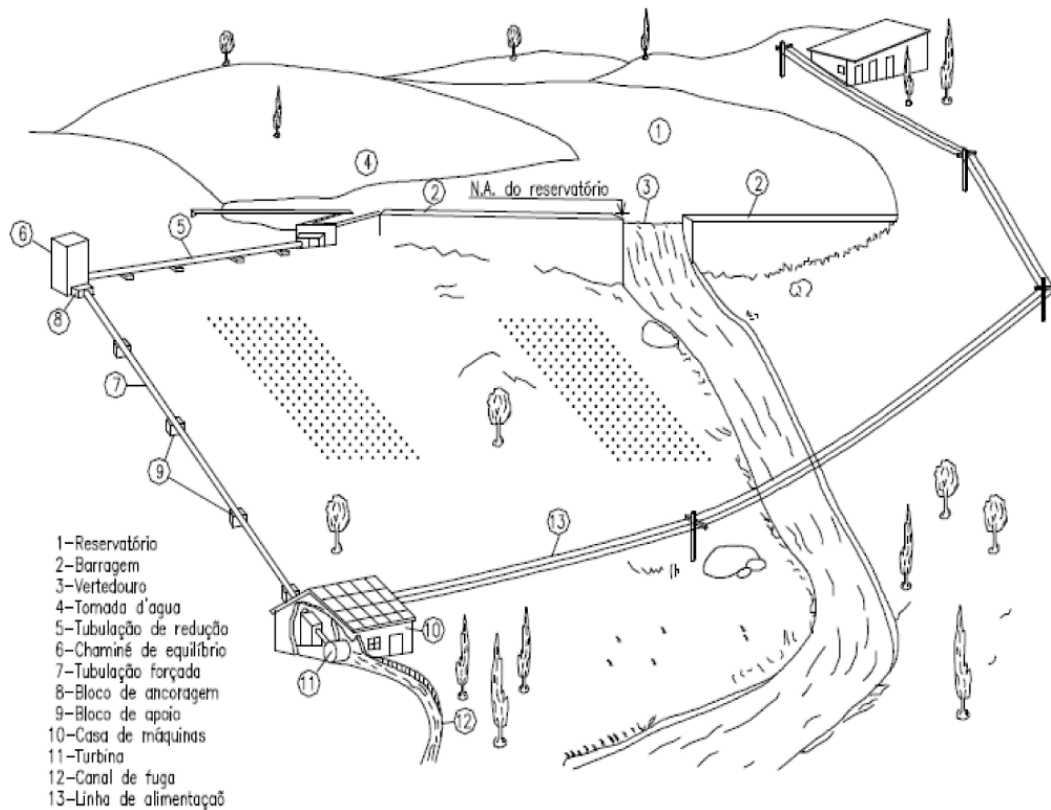
**Tabela 6-1 – Vazões de Salto Paraopeba**

TR (anos)	Vazão Protótipo (m <sup>3</sup> /s)	Vazão no Modelo escala 1:40 (L/s)	Vazão no Modelo escala 1:40 (m <sup>3</sup> /h)
1,01	141,95	14,0	50,50
5	773,00	76,4	275,00

Fonte: Adaptado de SPEC (2015)

Atualmente a PCH apresenta potência instalada de 2,46 MW e está em processo de repotenciação, apresentando queda nominal de 18,40 m, segundo dados da ANEEL. A Figura 6-4 apresenta os componentes de uma PCH (MIGLIORI, 2011 apud BORTINI et al. 1999).

**Figura 6-4: Desenho esquemático de uma PCH**



Fonte: Migliori (2011) apud Bortini et al. (1999)

No Brasil, de acordo com os dados da ANEEL, existem 2.076 Pequenas Centrais Hidrelétricas, mais concentradas nas regiões Sul e Sudeste do Brasil. Porém, apenas 430 estão em operação e 27 estão em construção (ANEEL, 2018), muitas delas sujeitas à repotenciação. A repotenciação das PCHs é definida segundo Veiga (2001) como todo projeto que visa gerar um ganho de potência ou rendimento da usina.

Segundo Migliorini (2011) *apud* Santos (2003), repotenciação é o processo de redefinição da potência nominal originalmente projetada, através da adoção de tecnologias e concepções mais modernas de projeto. Outra definição é a elevação da potência máxima de operação, em função de folgas devidamente comprovadas no projeto originalmente concebido, sem incorporar novas tecnologias à unidade geradora.

Deve-se fazer uma análise técnica e econômica para repotenciação de PCHs, levando em consideração aspectos socioambientais, uma vez que, a legislação ambiental é um fator bastante relevante para tomada de decisões.

Segundo Maldonado (2006), tendo em vista a legislação ambiental para empreendimentos hidrelétricos, nota-se que construir novas usinas terá muito mais impacto do que realizar uma

repotenciação e reativação das usinas já existentes, que elevam a oferta de energia elétrica do sistema, com impactos negativos menores ou mesmo inexistentes.

Segundo Gyori (2007), supondo que as usinas a serem repotencializadas existam há mais de 20 anos, a maioria dos impactos provocados no período da construção já foi absorvido pela natureza no decorrer dos anos, de modo que a fauna e a flora já estão readaptadas ao ambiente. Obras de repotenciação que resultam na reativação de usinas sem interferir no nível do reservatório, representam uma opção que não gera impactos ao meio ambiente além de reativar a economia local, no sentido de aumentar as arrecadações municipais, gerar novos empregos à comunidade, incentivar o turismo e a pesca recreativa.

De acordo com ANEEL (2011) apud Gomes (2013), existem dois tipos de repotenciação. O primeiro deles compreende a repotenciação de unidades geradoras existentes, redefinindo a potência nominal originalmente projetada através da adoção de avanços tecnológicos, de concepções mais modernas de projeto, ou folgas existentes no projeto original. O segundo tipo envolve a instalação de unidades geradoras adicionais em usinas existentes, viabilizando a conclusão final do projeto originalmente previsto, com a finalização de obras civis e instalação dos equipamentos eletromecânicos em usinas hidrelétricas que foram dimensionadas com poços adicionais para futura motorização.

Segundo um trabalho realizado pelo Centro de Gestão e Estudos Estratégicos - CGEE (Estado da Arte e Tendências das Tecnologias para Energia, 2003), é possível adicionar 680 MW de capacidade ao parque gerador apenas com a repotenciação e reativação das PCHs antigas existentes no Brasil. Apesar de representar um potencial pequeno, se comparado com os resultados obtidos para a repotenciação de grandes centrais hidrelétricas, deve-se considerar que as PCHs encontram-se próximas aos centros consumidores, reduzindo as perdas nas linhas de transmissão e melhorando a confiabilidade do sistema, além de possuírem diversos incentivos governamentais e causarem menor impacto ambiental, encontrando, portanto menos barreiras para obter os licenciamentos necessários para entrar em operação. A matéria publicada em 16 maio 2007 no site da Agência Canal Energia, aponta que o mercado de PCHs tem potencial para atrair investimentos de R\$ 28 bilhões relacionados a 8.300 MW autorizados pela Agência Nacional de Energia Elétrica. O país tem mais cerca de 15.000 MW de potencial de exploração por PCHs ainda sem permissão (CANAZIO, 2007 apud GYORI, 2007).

Além de aproveitar estruturas existentes, o fator primordial da repotenciação é a postergação da construção de novas usinas, uma vez que trazem novos impactos ambientais e socioeconômicos.

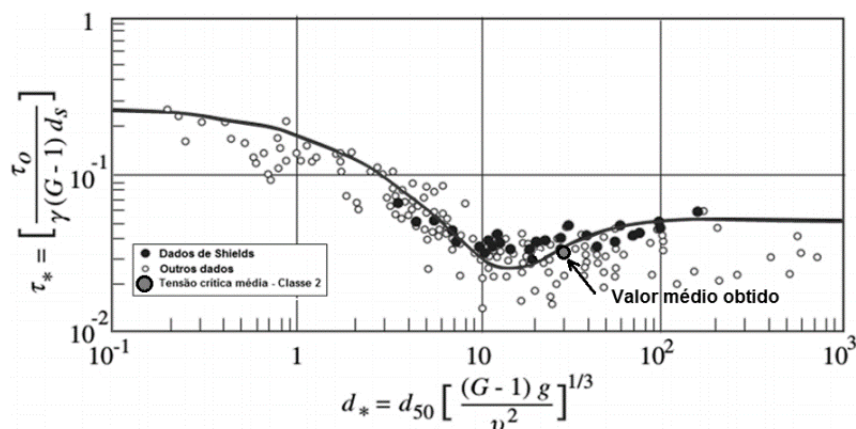
Estes aspectos justificam o interesse da CEMIG em reativar a usina, tendo contratado um projeto de repotenciação, visto que agora uma série de vazões muito mais extensa está disponível. Adicionalmente, a CEMIG deseja avaliar formas de manejar o reservatório para minimizar o assoreamento, de forma a não prejudicar a geração. Com este intuito, foi construído o modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba no CPH.

## 6.2 Representação dos sedimentos

Segundo pesquisa realizada por Tarqui, Saliba e Martinez (2016), concluiu-se que a borracha de pneu moída é o material que melhor representa o sedimento real obtido no reservatório da PCH Salto Paraopeba. Foram analisados materiais com menor densidade que a areia para simulação no modelo físico, como carvão, nylon, escória, poliacetal e borracha e realizada análise de massa específica, optando-se pela borracha.

O teste do material foi feito por Campello et al. (2017), por meio da análise da trajetória e tensão crítica de Shields para diâmetros entre 2 mm e 3 mm (denominada classe 2) em relação à curva de Shields modificada, conforme apresentado na Figura 6-5.

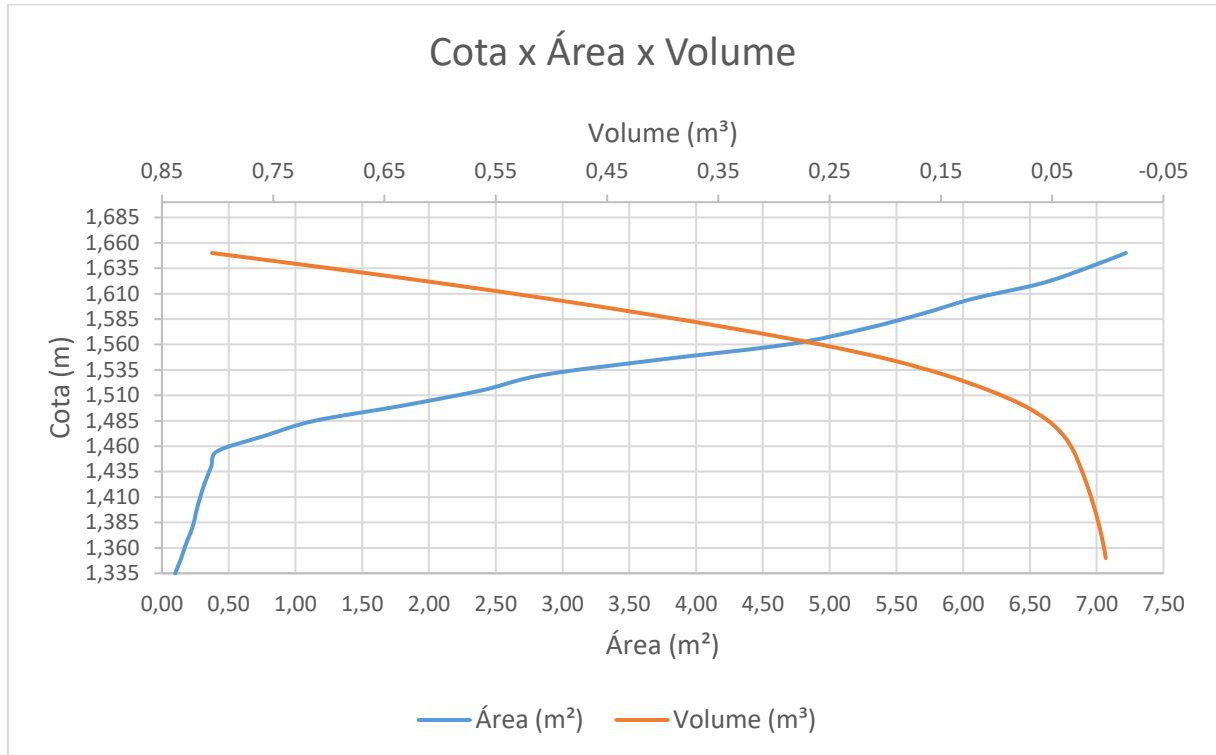
**Figura 6-5: Tensão crítica de Shields obtida experimental para borracha com diâmetro entre 2 mm e 3 mm (denominada de classe 2) em relação a curva de Shields modificada**



Fonte: Campello (2017)

Para análise da do percentual de assoreamento do modelo físico, foi necessária a construção de uma de um gráfico que apresentasse suas respectivas áreas e volumes para cada respectiva cota, apresentada na Figura 6-6.

**Figura 6-6: Cota x Área x Volume do modelo físico**



Para análise da PCH 37,3% assoreada, 300 L de borracha de pneus moída foram dispostos próximo à entrada do modelo (Figura 6-7), acionando-se as bombas com vazões de 50,5 m³/h por 1 h. este procedimento foi adotado para que fosse obtida uma praia estável, já conformada, em que o transporte de sedimentos estivesse equilibrado entre entrada e saída durante a simulação (Figura 6-8).

**Figura 6-7: Disposição dos sedimentos previamente à conformação da praia pelo escoamento**



Fonte: Acervo Próprio

**Figura 6-8: Geometria de praia obtida ao final da simulação**

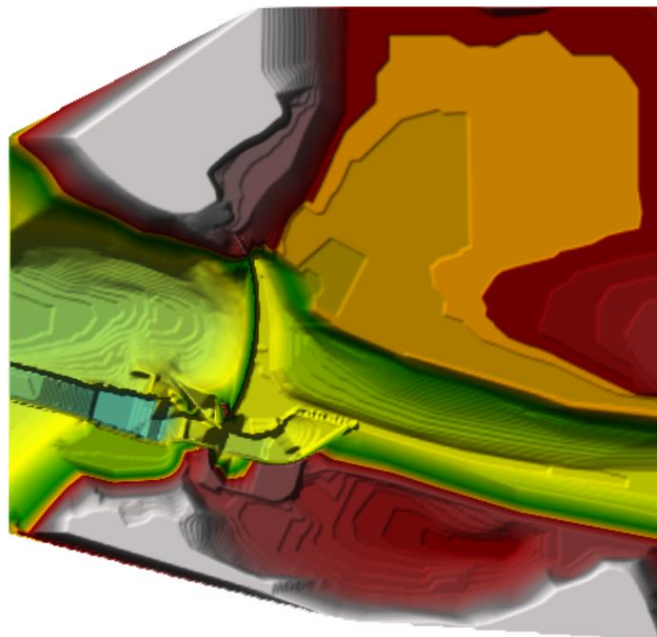
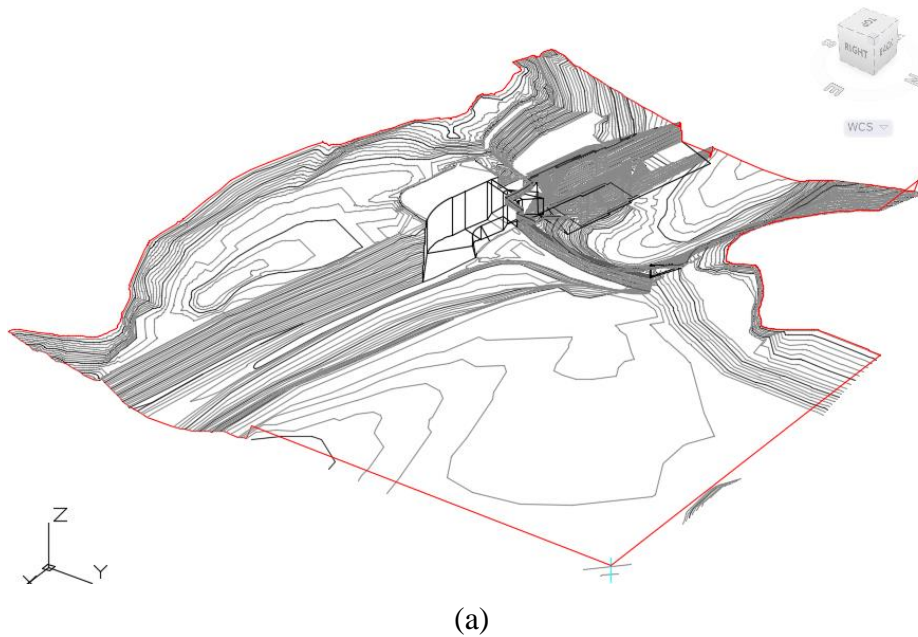


Fonte: Acervo Próprio

### 6.3 Construção do modelo numérico

Em posse da topografia em escala de 1:40, foi possível gerar o modelo tridimensional do modelo físico da PCH de Salto Paraopeba utilizando o programa AutoCad Civil, versão 2018 (Figura 6-9 a). O processo de geração do Modelo Digital de Terreno (MDT) demandou conhecimento em *software* de modelagem e tempo para renderização do terreno digital. O programa utilizado foi o programa ArcGIS, versão 10.1 (Figura 6-9 b).

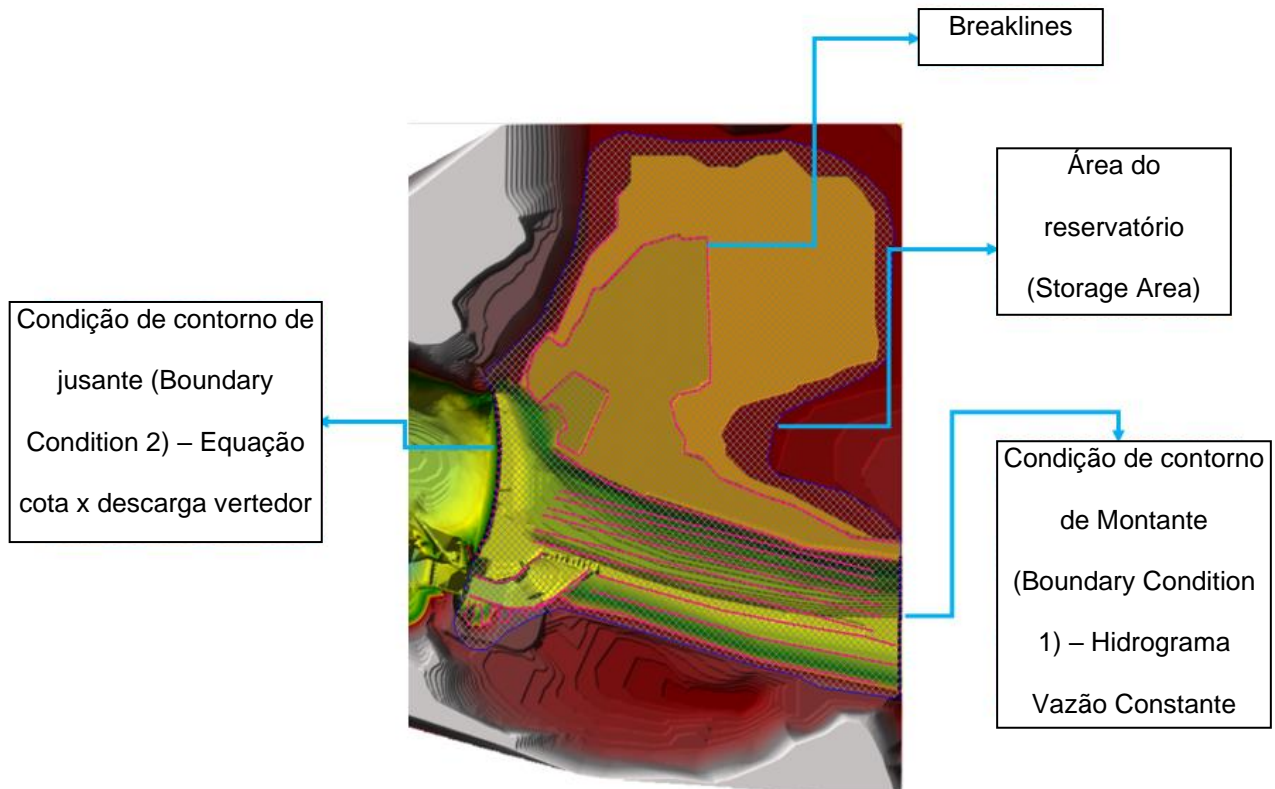
**Figura 6-9: Perfil topográfico do modelo físico**



Fonte: Acervo Próprio

Além da construção do modelo digital de elevações, no software HEC-RAS deve-se definir a geometria e alguns parâmetros como o tamanho da malha e condições de contorno, conforme mostrado na **FIGURA 6-10**. O tamanho da malha. Modelos de elementos finitos geralmente utilizam o método de triangulação para criação de uma superfície, deve-se ressaltar que o tamanho da malha está diretamente ligado à qualidade do terreno e tempo computacional.

**Figura 6-10: Geometria e malha no HEC-RAS 2D**



Fonte: Acervo Próprio

O HEC-RAS adota de 3 a 8 faces que representam uma relação de volume, área e elevação. A introdução de *breaklines*, que são linhas definidas para alinhamento das faces das células, permite que se gere células de tamanhos diferentes do restante da malha computacional, de acordo com as particularidades de cada área. Em geral, estas linhas devem ser introduzidas em locais que representam barreiras ou controlam a direção do fluxo. Como exemplo, a utilização de *breaklines* ao longo das ombreiras de um curso d'água assegura que a água não deixe este curso até que alcance uma elevação superior à encontrada nas células onde se inseriram as *breaklines* (USACE,2016b).

A partir da seleção da malha, deve-se escolher um intervalo computacional apropriado para essa malha, sendo tempo computacional função do tamanho das células da malha e da velocidade do fluxo por entre essas células.

Primeiramente, o intervalo deve ser pequeno o suficiente para descrever a ascensão e a queda dos hidrogramas introduzidos. Uma regra geral é se utilizar um intervalo computacional igual ou menor que o tempo de ascensão do hidrograma, dividido por 20. Esta estimativa tende a fornecer o limite superior ao valor a ser adotado (USACE, 2016d).

Uma maneira alternativa para análise do tempo computacional apropriado é o atendimento à condição de Courant para definição do intervalo de tempo. O método de Courant se baseia na distância entre as seções transversais e na velocidade do fluxo.

#### **6.4 Calibração do Modelo**

Os níveis de água no reservatório serão determinados pela vazão afluente e a curva de descarga do vertedor. Porém, o campo de velocidades é afetado pelo coeficiente de rugosidade de Manning, conforme demonstrado na Figura 6-11.

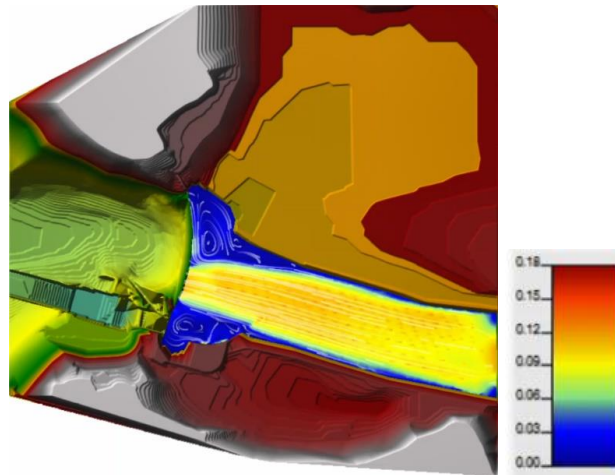
Na Figura 6-11 percebe-se que ocorrem mudanças significativas dos padrões de escoamento e, conseqüentemente do campo de velocidades, ao se alterar o coeficiente de rugosidade de Manning. Desta forma, conclui-se que para simulações bi ou tridimensionais, a definição do desse coeficiente na região do reservatório é importante e vai determinar as zonas de depósito e erosão. Portanto, em estudos de sedimentação de reservatórios é importante haver medidas de níveis de água, descarga e velocidades em algumas seções do reservatório.

Assim, o processo de calibração do modelo numérico passa por determinar qual o valor do coeficiente de rugosidade que produz campos de velocidade mais próximos dos campos de velocidades reais. Neste trabalho, há uma limitação de que se pretende utilizar um modelo bidimensional, que produz valores constantes em cada vertical de uma seção transversal, ao passo que as medidas no modelo produzem velocidades nas três direções do escoamento.

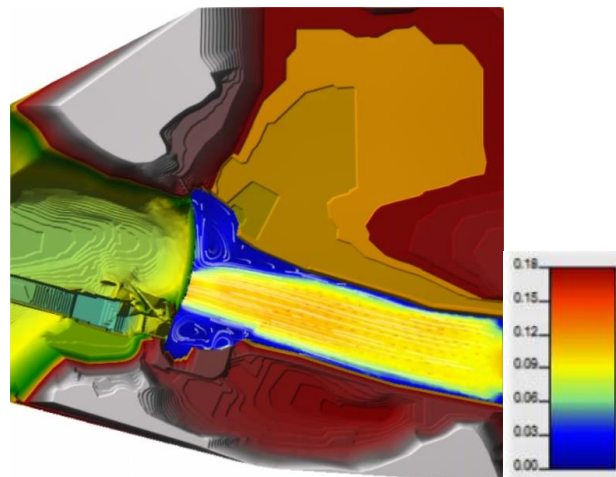
Portanto, a calibração do modelo consistirá em avaliar o valor do coeficiente de rugosidade que produz valores de velocidade mais próximos ao observados. Como referência, utilizou-se a seção 5 (Figura 6-12 e Figura 6-13), por se tratar de uma seção transversal mais regular e

localizada em trecho aproximadamente retilíneo e a montante do reservatório. A geometria das seções indicadas na Figura 6-12, são apresentadas no ANEXO I, indicando os níveis de assoreamento no cenário de reservatório assoreado.

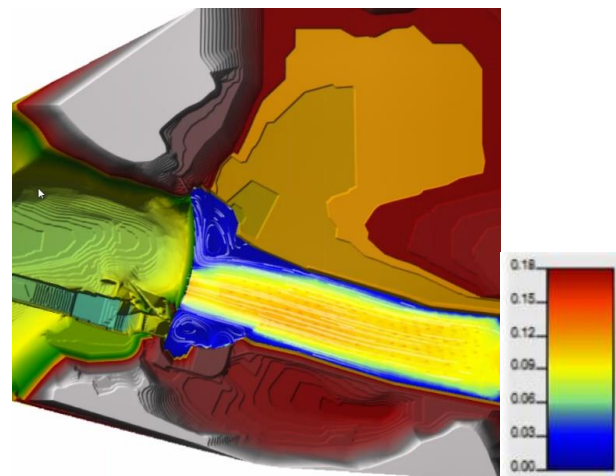
**Figura 6-11: Padrões de escoamento para diferentes valores do coeficiente de rugosidade de Manning**



(a)  $n = 0,012$

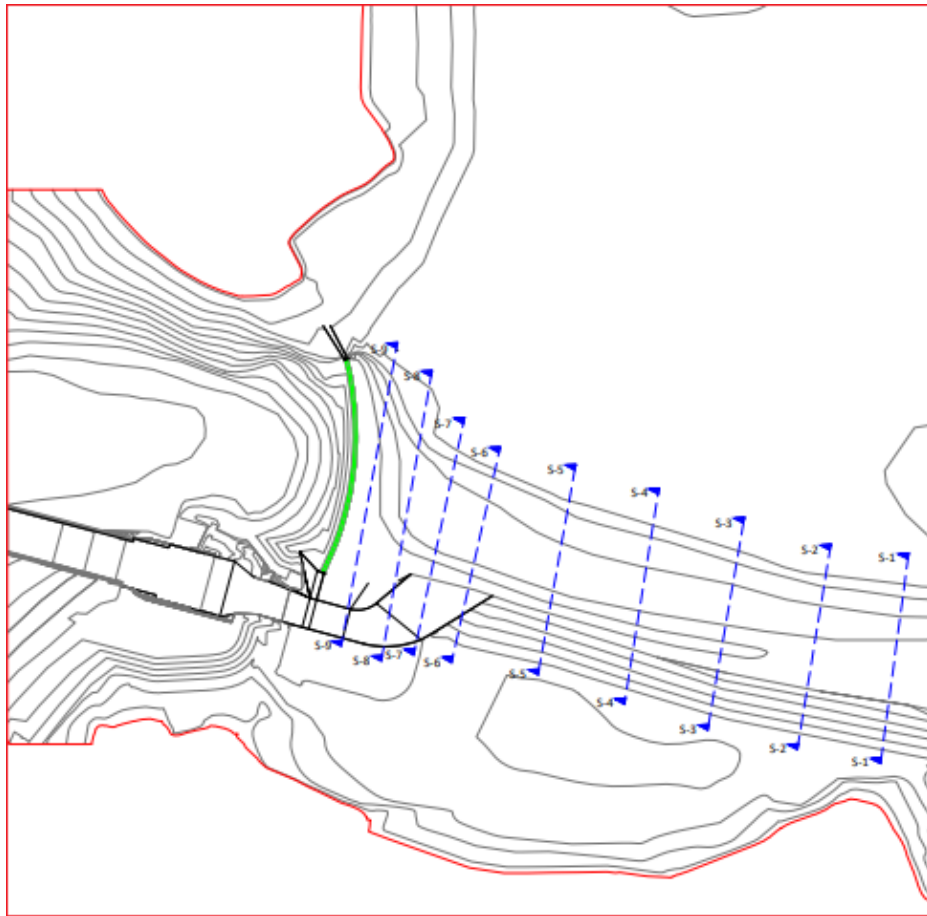


(b)  $n = 0,018$



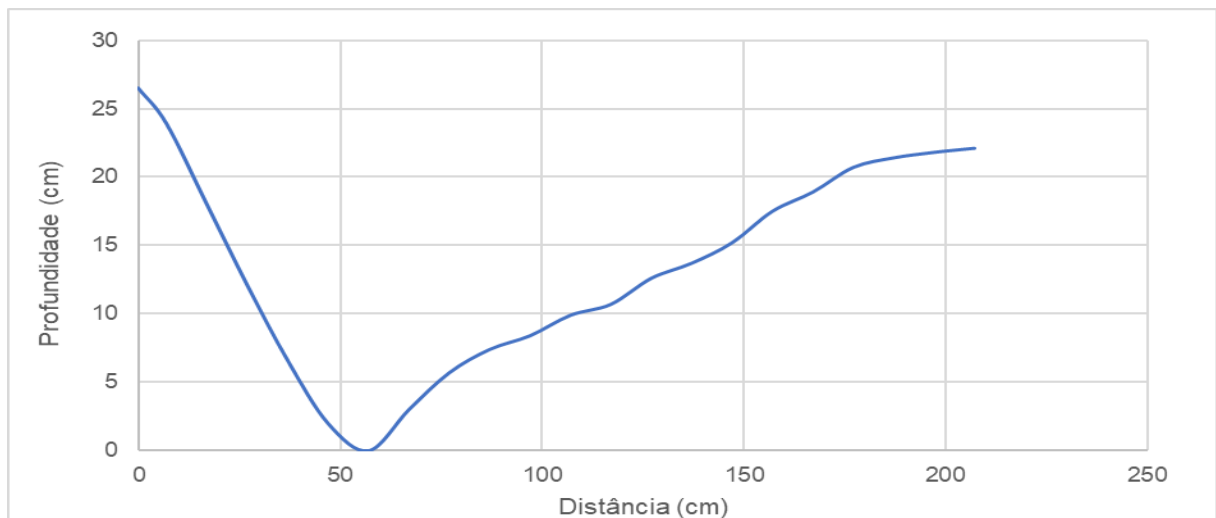
(c)  $n = 0,030$

**Figura 6-12: Localização das seções de medição no modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba**



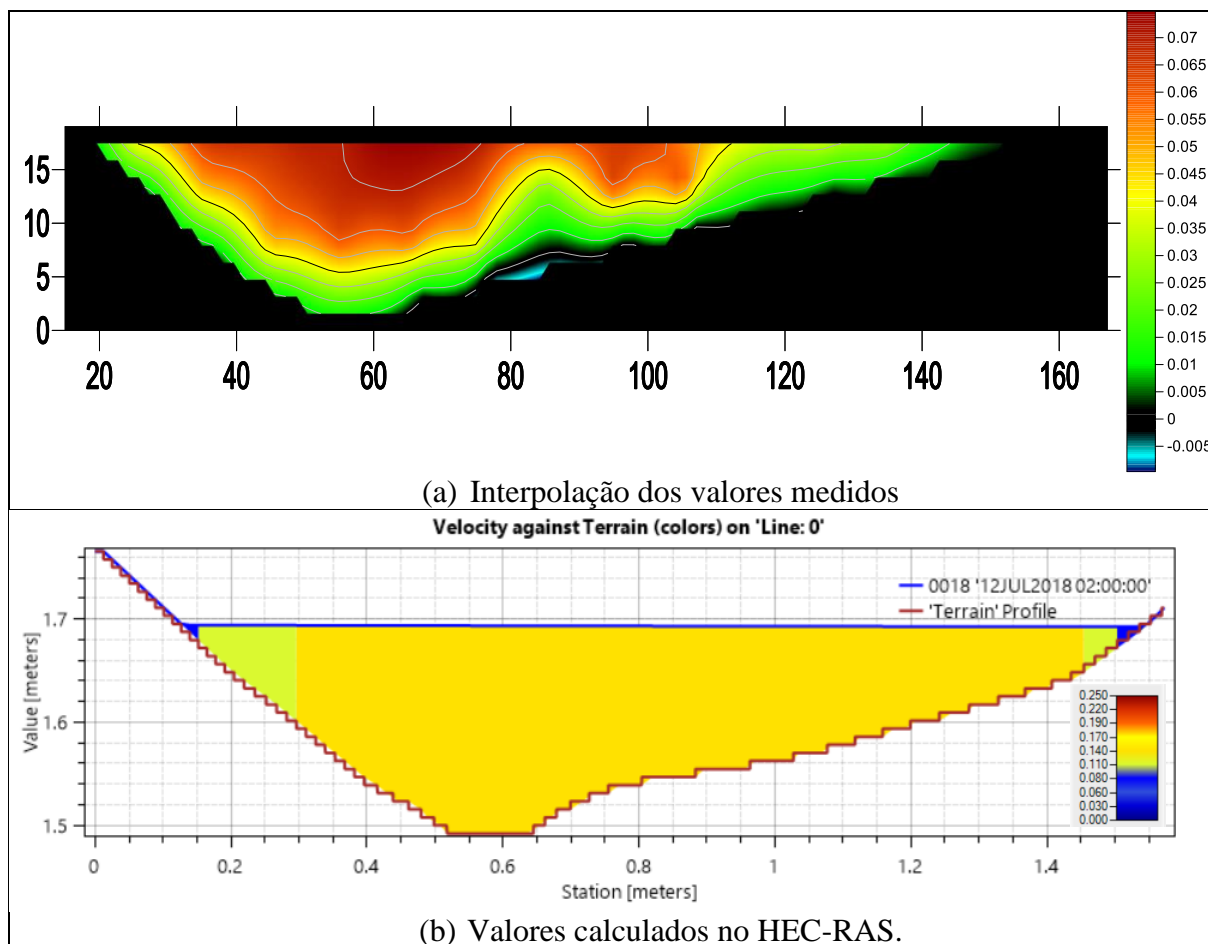
Fonte: Figueiredo (2018)

**Figura 6-13: Perfil da seção transversal 5**



O coeficiente de rugosidade que produziu um campo de velocidades que mais se aproximou dos valores medidos foi igual a 0,018 (Figura 6-14).

**Figura 6-14: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, etapa de calibração (TR = 1,01 anos)**



Na Figura 6-14, percebem-se as diferenças entre os campos de velocidade obtidos: enquanto no item (a) o campo varia também na profundidade, no item (b) a velocidade é média ao longo da profundidade. Isto se deve ao fato de que o programa HEC-RAS é um código bidimensional, que representa as velocidades na direção vertical em termos médios.

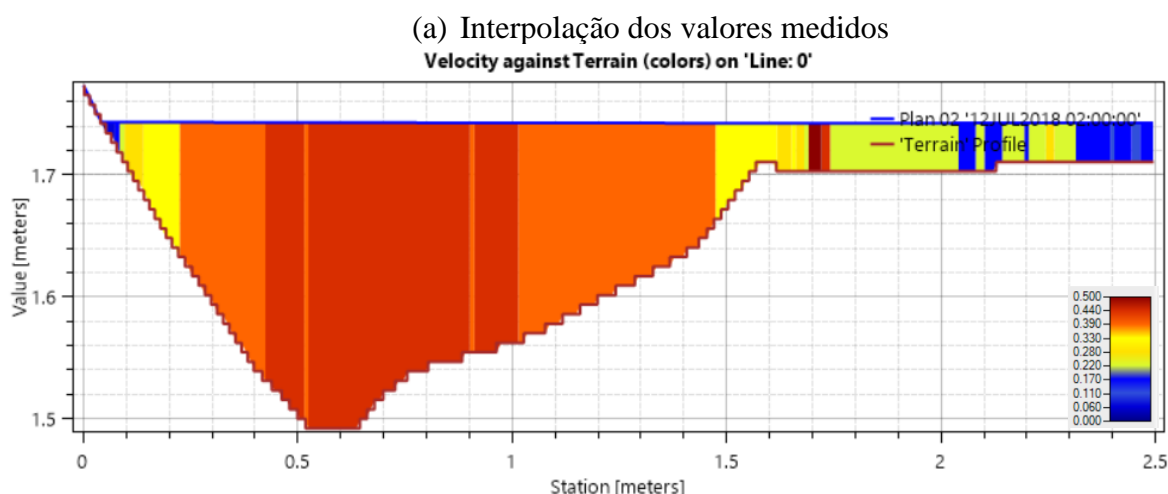
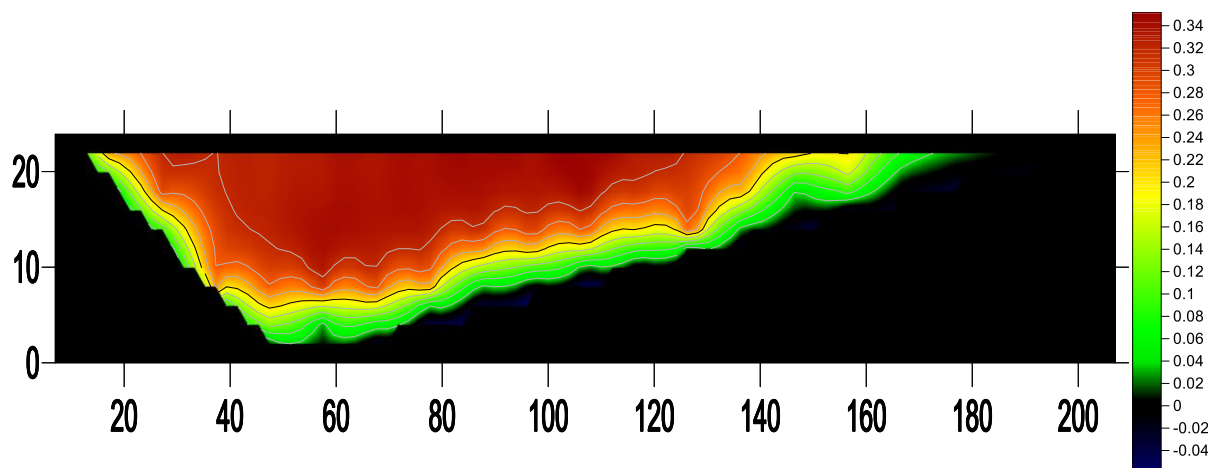
Comparando-se as mesmas regiões das seções, é possível integrar o campo apresentado na Figura 6-14(a) para obter a velocidade média e comparar os valores obtidos. Foram encontrados valores médios iguais a 5 cm/s.

Os campos de velocidades para as seções de medição indicadas na Figura 6-12 para a etapa de calibração do modelo numérico são apresentadas no ANEXO II.

## 6.5 Validação dos Resultados

Para validar os resultados, foram novamente traçados os campos de velocidades para os valores medidos e comparados aos valores obtidos pelo programa HEC-RAS. Como referência, apresentam-se os resultados obtidos na Seção 5 (Figura 6-15).

**Figura 6-15: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, etapa de validação (TR = 5 anos)**

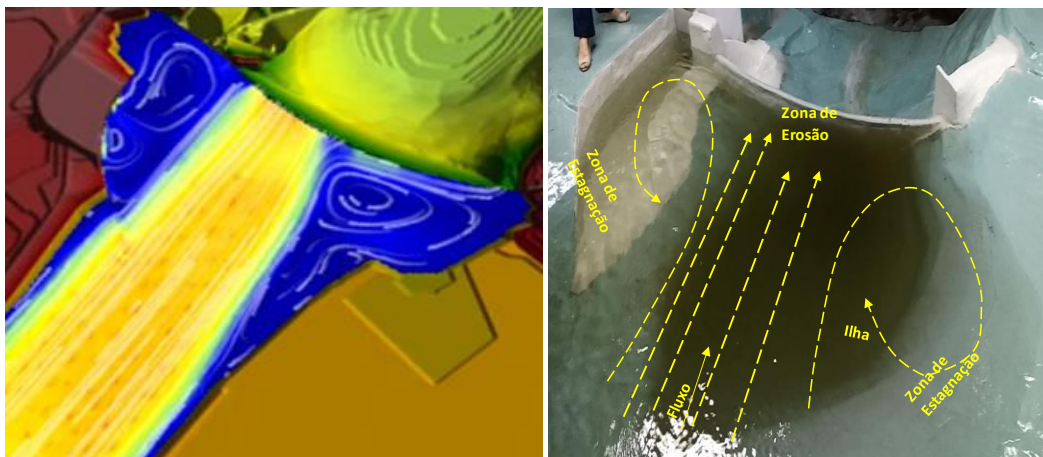


Na Figura 6-15, também se percebem as diferenças entre os campos de velocidade obtidos: enquanto no item (a) o campo varia também na profundidade, no item (b) a velocidade é média ao longo da profundidade. Comparando-se as mesmas regiões das seções, é possível integrar o campo apresentado na Figura 6-15 (a) para obter a velocidade média e comparar os valores obtidos. Foram encontrados valores médios iguais a 28 cm/s.

Os campos de velocidades para as seções de medição indicadas na Figura 6-12 para a etapa de validação de resultados são apresentadas no ANEXO III.

Conforme apresentado na Figura 6-16, pode-se observar que o comportamento do fluxo do modelo computacional aproxima-se do comportamento do fluxo no modelo físico.

**Figura 6-16: Comparação do fluxo do modelo computacional com o fluxo do modelo físico**

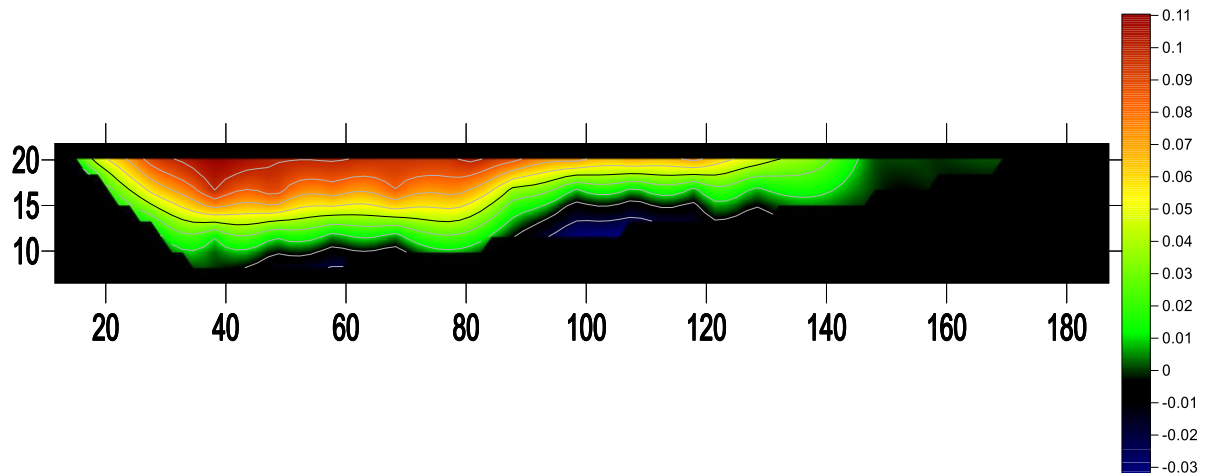


## 6.6 Simulação em condição assoreada

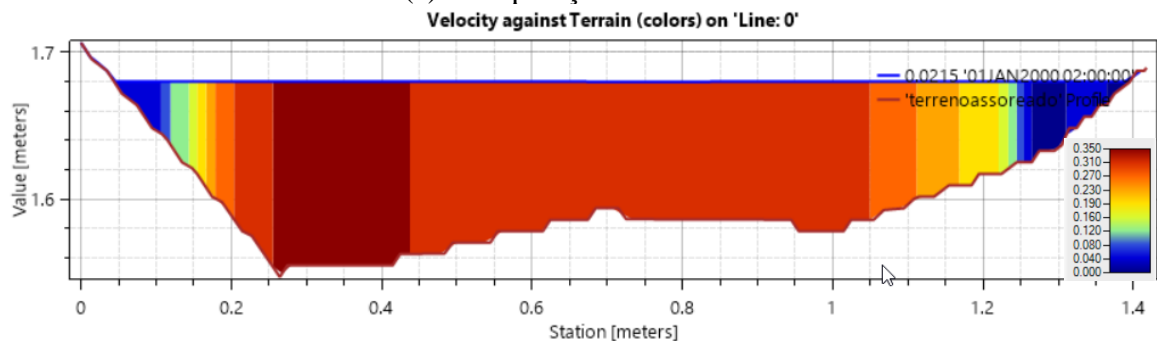
Para simulação da condição assoreada, 300 L de borracha de pneus moída foram dispostos na entrada do modelo (Figura 6-7), que operou com uma vazão de 74 m<sup>3</sup>/h durante 1 h para conformar a geometria da praia de assoreamento (Figura 6-8). Este procedimento foi determinado na operação do modelo da PCH Salto Paraopeba durante os testes de operação de uma comporta prevista para controlar o assoreamento do reservatório. Esta vazão corresponde a uma recorrência de cerca de 1,5 anos, na qual se observa transporte significativo dos sedimentos depositados.

Após conformada a geometria, a vazão foi reduzida para 50,5 m<sup>3</sup>/h (TR = 1,01 anos), situação em que praticamente não havia transporte de sedimentos. Nesta configuração, procedeu-se às medidas das velocidades nas seções, cujos perfis de assoreamento são apresentados no ANEXO I. A Figura 6-17 apresenta a comparação do campo de velocidades na seção 5 para o mesmo valor de coeficiente de Manning utilizado em situação de reservatório limpo.

**Figura 6-17: Comparação entre os campos de velocidade interpolado das medidas e os valores calculados pelo HEC-RAS, condição assoreada (TR = 5 anos)**



(a) Interpolação dos valores medidos



(b) Valores calculados no HEC-RAS

Na Figura 6-17 observa-se que os valores de velocidade não apresentaram boa aderência aos valores medidos. Desta forma, um novo procedimento de calibração foi executado, obtendo-se um coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,0215.

Os campos de velocidades para as seções de medição indicadas na Figura 6-12 para a etapa de reservatório assoreado são apresentadas no ANEXO IV.

No início da pesquisa, esperava-se que o valor do coeficiente de rugosidade de Manning fosse menor na situação de reservatório assoreado quando comparado ao cenário de reservatório limpo, pois as irregularidades e demais fatores intervenientes no valor desse coeficiente eram significativamente maiores no segundo caso.

Porém, conforme indicado na Figura 4-1, a resistência ao escoamento varia com a submergência dos grãos ( $h/d_{50}$ ), sendo que quanto menor a submergência dos grãos, maior o valor do coeficiente de rugosidade de Manning, pois partindo das equações (2) e (4):

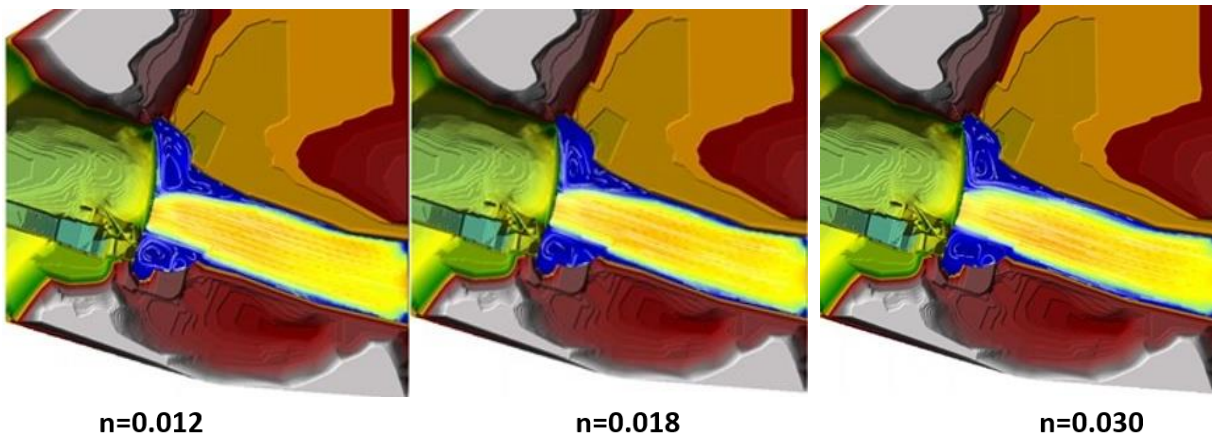
$$\frac{c}{\sqrt{g}} = \frac{R_h^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 5,75 \log \frac{2h}{d_{50}} \therefore n = \frac{R_h^{1/6}}{5,75\sqrt{g} \log \frac{2h}{d_{50}}} \quad (6.1)$$

O valor do coeficiente de rugosidade de Manning encontrado para o modelo, igual a 0,0215, é equivalente a 0,040 no protótipo, utilizando a escala do modelo (1:40).

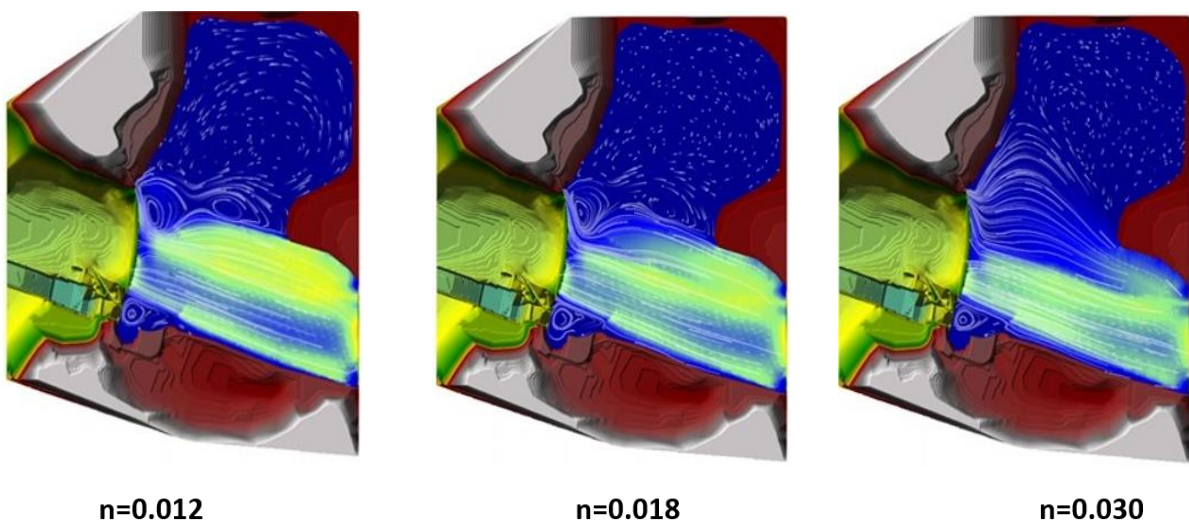
### 6.7 Resultados das simulações matemáticas

De maneira resumida, seguem apresentados os três cenários avaliados na simulação matemática na modelagem computacional para diferentes coeficientes de rugosidade de Manning (conforme apresentado da Figura 6-18 a Figura 6-19).

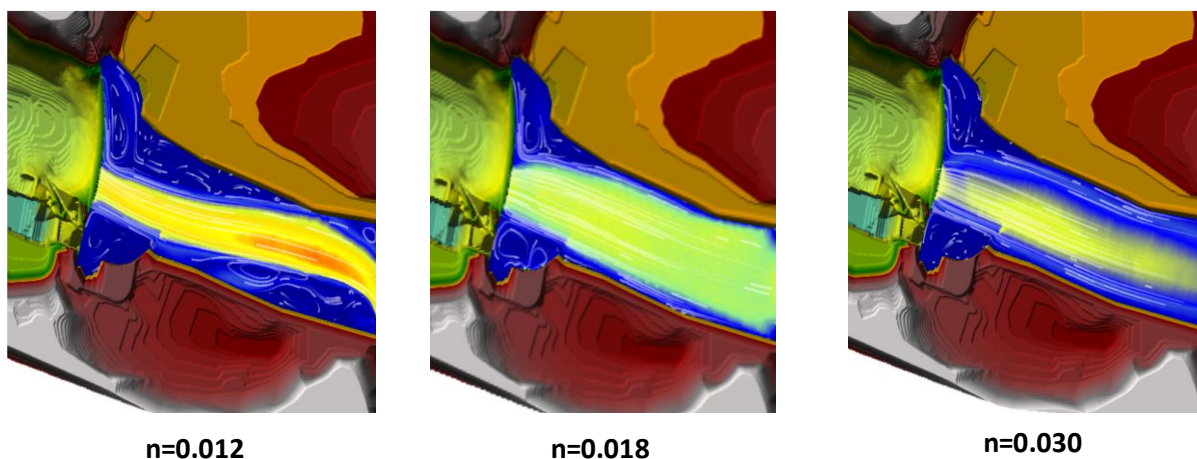
**Figura 6-18: Resultado simulação matemática TR 1 ano com reservatório sem sedimento**



**Figura 6-19: Resultado simulação matemática TR 5 anos com reservatório assoreado**



**Figura 6-20: Resultado simulação matemática TR 1 ano com reservatório assoreado**



Abaixo são apresentadas as simulações para TR 1 ano com reservatório limpo (Figura 6-18), TR 5 anos com reservatório assoreado (Figura 6-19) e TR 1 ano com reservatório assoreado (Figura 6-20).

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos nas análises numéricas indicaram evidências da influência do coeficiente de rugosidade de Manning em estudos de assoreamento de reservatórios. Do ponto de vista hidráulico, trata-se de um problema definido pelas condições de montante e jusante, que *a priori* definem o nível de água e, portanto, as velocidades de escoamento no reservatório.

Todavia, este raciocínio é puramente unidimensional. Quando velocidades transversais e verticais são importantes, tais como em regiões que apresentam variações de seção transversal nestas direções, o coeficiente de rugosidade de Manning produz diferentes padrões de circulação. Assim, quando é necessário conhecer a variação da velocidade na seção, pois vai interferir nas zonas de depósito e erosão de um reservatório, torna-se necessário determinar o coeficiente de rugosidade de Manning.

Os resultados obtidos neste trabalho indicaram que a modelagem numérica deve passar por um processo de calibração para ajustar o valor do coeficiente de rugosidade de Manning que produz campos de velocidade que mais se aproximam aos medidos. Portanto, para modelar numericamente o assoreamento de um reservatório a fio d'água, é necessário medir o campo de velocidades em ao menos uma seção representativa do reservatório, que será utilizada para ajustar o coeficiente de rugosidade de Manning. A dificuldade, porém, reside na escolha da

seção de medição. Modelos numéricos são ferramentas úteis neste sentido, pois permitem selecionar seções de medição, que por sua vez alimentarão a calibração do modelo

Inicialmente, imaginava-se que à medida que o reservatório fosse ocupado pelos sedimentos, irregularidades do fundo seriam preenchidas, reduzindo o valor do coeficiente de rugosidade de Manning, que combinado à redução da área de seção transversal, produziria velocidades maiores, interrompendo o processo de retenção de sedimentos. Este é um comportamento esperado observado em diversos métodos de previsão de assoreamento de reservatórios, tais como o método de Brune, em que a eficiência de retenção cai de forma acentuada na medida em que o volume útil do reservatório se reduz.

No entanto, os resultados encontrados nas medições de velocidade indicaram que a velocidade não aumenta da forma esperada, indicando o aumento do coeficiente de rugosidade de Manning. A redução da submergência dos grãos foi fator determinante neste sentido, o que pode indicar também uma deficiência na borracha de pneus na representação dos sedimentos reais, visto que apresenta diâmetros superiores aos observados nos sedimentos reais (areia fina siltosa).

Finalmente, recomendam-se para o desenvolvimento de trabalhos futuros:

- Desenvolver métodos de laboratório para escaneamento das superfícies de sedimentos depositados (batimetria), sem a necessidade de medições manuais;
- Avaliar a utilização de materiais com granulometria menor para representar os sedimentos no modelo físico, para confirmar o comportamento do escoamento em relação à submergência dos grãos;
- Utilizar as medidas de campo de velocidade para calibração de modelo tridimensional, para avaliar os efeitos de utilizar valores médios na direção vertical na previsão dos padrões de escoamento no reservatório e sua significância em projetos de engenharia.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERS, P., WHITE, W. R. November 1973. "Sediment Transport: New Approach and Analysis," Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. HY 11, pp. 2040-2060. ALMEIDA, R. A.; ARAÚJO, G. H. S.; GUERRA, A. J. T. Gestão Ambiental de Áreas Degradadas. 2 ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2007. 320p.

ANEEL, Capacidade de Geração do Brasil, Disponível em: <<http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm>>. Acesso em 23 de julho de 2018.

ANEEL, Resolução Normativa nº 425, de 1 de fevereiro de 2011. Disponível em: <<http://www2.aneel.gov.br/cedoc/ren2011425.pdf>>. Acesso em 18 de abril de 2018.

ANEEL, Resolução Normativa nº 673, de 4 de agosto de 2015. <<http://www2.aneel.gov.br/cedoc/ren2015673.pdf>> Acesso em 18/04/2018 às 11:17

ANEEL, Nota técnica, critérios para o enquadramento de aproveitamentos energéticos como pequena central hidrelétrica – PCH. Disponível em: <[http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/Audiencia\\_Publica/audiencia\\_proton/2002/ap017/Nota\\_Esclarecimento\\_Enquadramento\\_PCHs.pdf](http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/Audiencia_Publica/audiencia_proton/2002/ap017/Nota_Esclarecimento_Enquadramento_PCHs.pdf)>. Acesso em 12 de abril de 2018.

ARAÚJO, M. L. M. N; Impactos Ambientais nas margens do Rio Piancó causados pela agropecuária. Revista brasileira de gestão ambiental. v.4, n.1, 2010. 20 p.

ASCE. Hydraulic modeling. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 97. American Society of Civil Engineers, New York. 2000

BAPTISTA, M; LARA M. Fundamentos da Engenharia Hidráulica. Belo Horizonte: UFMG, 2014, 3ª edição.

CABRAL, H. C. B. Utilização de velocímetro acústico Doppler (ADV) para avaliação da concentração de sedimentos em suspensão. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFSM, Santa Maria/RS, 2014.

CAMPELLO, B. S. C.; TARQUI, J. L. Z.; SALIBA, A. P. M., VIANA, E. M. F.; Técnica de produção e uso de sedimentos artificiais para ensaios de modelos reduzidos de Usinas Hidrelétricas, The 12th Latin-American Congress on electricity generation and transmission - clagtee 2017.

CARVALHO, N. O. Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios, ANEEL, Brasília, 2000.

CARVALHO, N. O. Hidrossedimentologia prática, CPRM, Rio de Janeiro, 2008.

ÇENGEL, Y. A.; CIMBALA, J. M. Mecânica dos Fluidos: Fundamentos e aplicações. 1. Ed. São Paulo: McGraw-Hill, 2007.

CHANSON, H (2004). The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction Butterworth-Heinemann, 2nd edition, Oxford, UK, 630 p.

CHOW, V.T.; Open-channel Hydraulics. New York; McGraw-Hill, 1959.

CHOW, V. T. MAIDMENT, D. R. MAYS, L. W. Applied Hidrology. McGraw-Hill, Inc. Nova York, 1988.

COIADO, E. M. Assoreamento de reservatórios. In: Hidrologia aplica à gestão de pequenas bacias hidrográficas. ABRH. 624 p. 2001.

COON, W. F. Estimation of roughness coefficients for natura stream channels with vegetated banks. New York State Department of Transportation/ (U.S. Geological Survey water-supply paper, New York, 1998.

CORTEZ, J.R. Desempenhos de modelos numéricos em estudos de assoreamento de reservatórios – Caso UHE Aimorés. Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2013.

ELETRÓBRÁS, Diretrizes para elaboração de projeto básico de Pequenas Centrais Hidrelétricas. Disponível em <http://eletrobras.com/pt/AreasdeAtuacao/geracao/Manuais%20para%20Estudos%20e%20Pr ojetos%20de%20Gera%C3%A7%C3%A3o%20de%20Energia/Diretrizes%20para%20Elabora a%C3%A7%C3%A3o%20de%20Projeto%20B%C3%A1sico%20de%20Usinas%20Hidrel%C3%A9tricas.zip>>. Acessado em 18 de abril de 2018.

FIGUEIREDO, T. M. Caracterização do escoamento em modelo reduzido do reservatório PCH Salto Paraopeba. Monografia. UFMG, Belo Horizonte, MG, 2018.

FRENCH, R. H. Open channel hydraulics. Editora WRP, 638 páginas, 2007, ISBN 978-1-887201-44-5.

GYORI, D. F. S. Análise de Viabilidade Técnica-Econômica de Repotenciação de PCH's com Inserção de Benefícios Ambientais: Estudo de Caso. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá, 2007.

GOMES, E. P. Potencial de repotenciação de usinas hidrelétricas no Brasil e sua viabilização. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, SP, 2013.

GOMES, R. O. Estudo do impacto da incorporação de Usinas Hidrelétricas a fio d'água no sistema interligado nacional. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, MG, 2012.

GRAF, W. H. Hydraulics of Sediment Transport. Water Resources Publications, Highlands Ranch, Co, USA. 2010.

HENDERSON, F. M. Open Channel Flow. 15ª Ed. MacMillan Publishing Co. 1989.

JULIEN, P. Y. River Mechanics. [S.l.]: Cambridge University Press, 2002. 349 p.

JULIEN, P. Y.: Erosion and sedimentation, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 2nd edn., 2010.

LANDIM, P. M. B. Introdução aos métodos de estimação espacial para confecção de mapas. DGA, IGCE, UNESP/Rio Claro, Lab. Geomatemática. Disponível em: <<http://www.sorocaba.unesp.br/Home/Graduacao/EngenhariaAmbiental/robertowlourenco/di-cas-surfer-01.pdf>>. Acesso em 28 de julho de 2018.

LANE, E. W. "Design of Stable Channels." *Transactions. ASCE*, 120: 1234-1279. 1955.

LARA, M. M. Notas de aula, Modelos Físicos em Hidráulica, Disciplina Estruturas Hidráulicas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2016.

LEITE, L. S. F. Simulação de escoamento gradualmente variado em modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba. Monografia, UFMG, Belo Horizonte, MG, 2018.

LINSLEY, R. K., KOHLER, M. A., PAULHUS, J. L. H. Applied Hydrology. McGraw-Hill Book Company, Inc. New York, Toronto and London, 1949.

MAIA, A. G. As conseqüências do assoreamento na operação de reservatórios formados por barragens. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2006.

MALDONADO, O. A.; SILVEIRA, J. L.; PANUNZIO P. A.; GYORI, D. F. S. Technique-economical Viability of Repowering of Small Hydroelectric Power Plant considering the Social Insert and Environmental Preservation. The International Conference of Renewable Energies and Power Quality, 4. 2006, Palma de Mallorca.

MATOS, A. J. S., PIOLTINE, A., MAUAD, F. F., BARBOSA, A. A.; Metodologia para a Caracterização do Coeficiente de Manning Variando na Seção Transversal e ao Longo do Canal Estudo de Caso Bacia do Alto Sapucaí-MG, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 16, n. 4, p. 21-28, 2011.

MELO, L. R. T., Monitoração de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estrutura em escala real. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Escola Politécnica da Universidade São Paulo. São Paulo, 2011.

MIGLIORINI, P. C. P., Repotenciação da Pequena Central Hidrelétrica de Emas “Nova” – Pirassununga – SP: Aspectos técnicos, socioambientais e econômicos, Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

MINELLA, J.P.G. & MERTEN, G.H. Monitoramento de bacias hidrográficas para identificar fontes de sedimentos em suspensão. *Ci. Rural*, 41:424-432, 2011.

MINHONI, R. T. A. Estimativa do assoreamento do reservatório da PCH Pipoca, Minas Gerais. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, 2013.

MORRIS, G. L.; FAN, J. Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable Use. Eletronic Ver. 1.04. McGraw-Hill. New York, 2010.

MORVAN, H. et al. The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. *Jornal of Hydraulic Research*, vol. 46, n. 2, p.191-208, 2008.

- MOTTA, V.F. Curso de teoria da semelhança. Editora da URGs. Porto Alegre, 1972, 153p.
- PEREIRA, I., BAPTISTA, M., VIANA, E., Estudos de revitalização de cursos de água – trecho experimental no Rio das Velhas, Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008.
- PINHEIRO, C. M. Diretrizes para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração. 1 ed. Porto Alegre. ABRH 2011. 146 p.
- PORTO, R.de M. Hidráulica Básica. 3ªed. São Paulo: EESC – USP, 2004.
- RODRIGUES, L. **Assoreamento nos rios da Bacia do Alto Paraguai**. 2018. Disponível em: <https://ecoa.org.br/rios-da-bacia-do-alto-paraguai-estao-assoreando/>. Acesso em: 15 dez. 2018.
- SOUZA, L. A., SOBREIRA, F. G. A avaliação da geração de sedimentos ao longo da bacia hidrográfica do Ribeirão do Carmo. Potencial natural de erosão, feições morfológicas e cicatrizes de movimentos de massa. Revista de Geociências, v. 36, n. 2, p. 285-299, 2017, UNIESP, São Paulo, SP.
- SOUZA, L. A., Cartografia geoambiental e cartografia geotécnica progressiva em diferentes escalas: Aplicação na bacia hidrográfica do Ribeirão do Carmo, município de Ouro Preto e Mariana, Minas Gerais, Tese de Doutorado. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG, 2015.
- SURFER (2017) – User’s guide. Powerful contouring, gridding & surface mapping system, Full User’s Guide. Golden Software, Inc.
- TARQUI, J. L. Z.; SALIBA, A. P. M., MARTINEZ, C. B., “Evaluación de nuevos materiales para su aplicación en modelos físicos con transporte de sedimentos”, presentado no XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Lima, Perú, 28 al 30 de setiembre de 2016.
- TEC 3, Relatório do Projeto executivo do modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba, 2015.
- US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual, version 5.0, February 2016, p. 53. Disponível em: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>>. Acesso em 29 de março de 2018.
- VALE.V., MARTINEZ, C., Reconstituição da calha natural do reservatório da PCH Salto do Paraopeba. Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2014.
- VANONI, V. A. Sedimentation Engineering. ASCE, American Society of Civil Engineers. New York. 1975.
- VIANA, E. M. F. MARTINEZ, C. B. M., FARIA, M. T. C., TOLENTINO, B. S., TOMÉ, F. L. F. O., SALIBA, A. P. M. Análise do comportamento hidráulico de um mecanismo de transposição de peixes do tipo escada com ranhura vertical em duas declividades. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, v. 21, n. 4, p. 811-820, out./dez. 2016.

YANG, Chih Ted. *Sediment transport: Theory and Practice*. New York: MacGraw-Hill, 1996, 396 p.

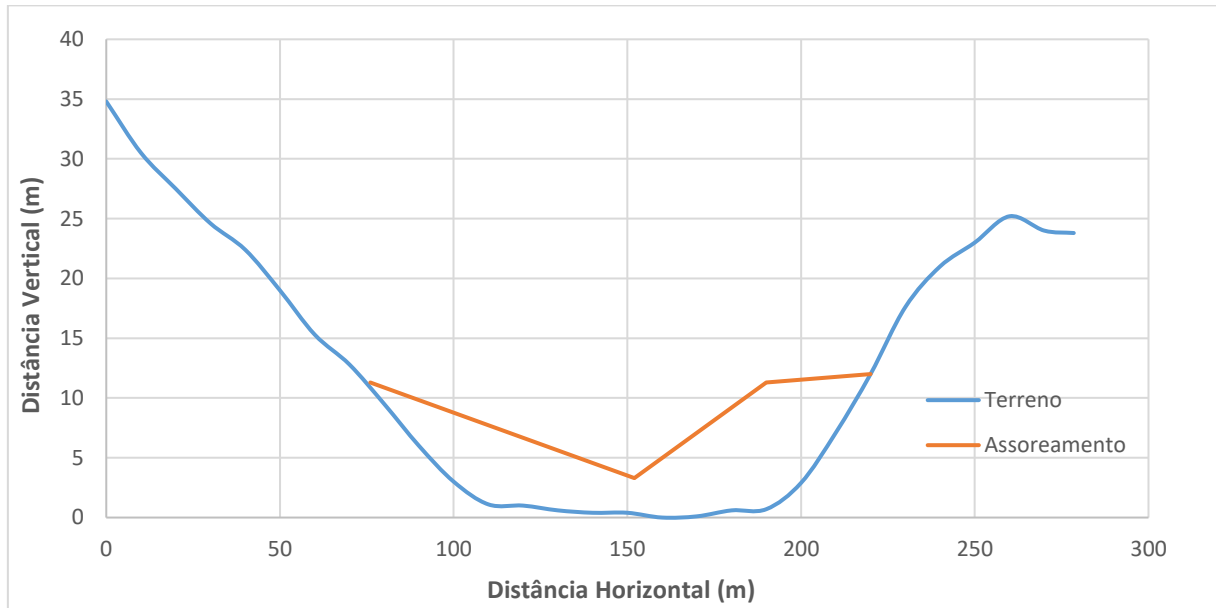
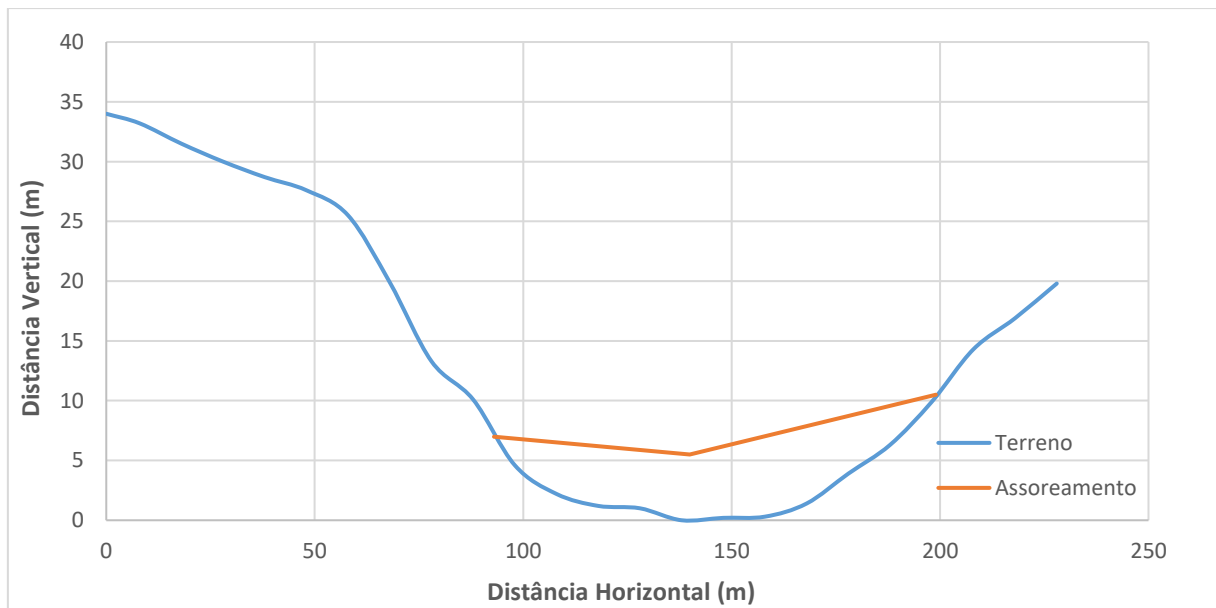
ZEE, Zoneamento Ecológico-Econômico do Estado de Minas Gerais, disponível em <http://geosisemanet.meioambiente.mg.gov.br/zee/>. Acesso em 04/04/2018.

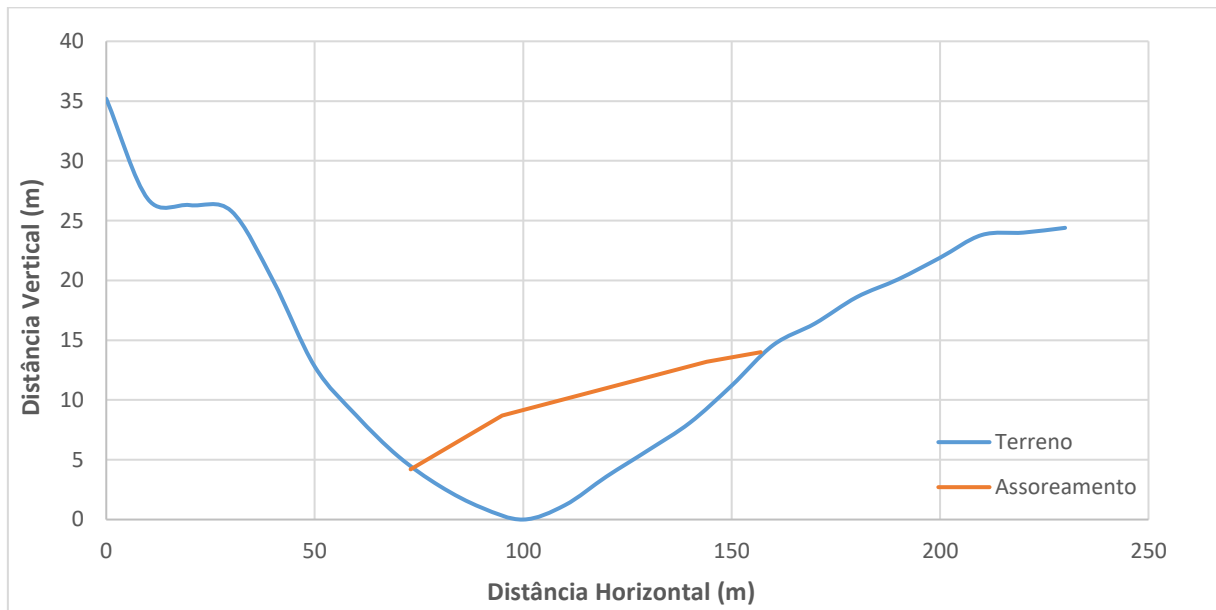
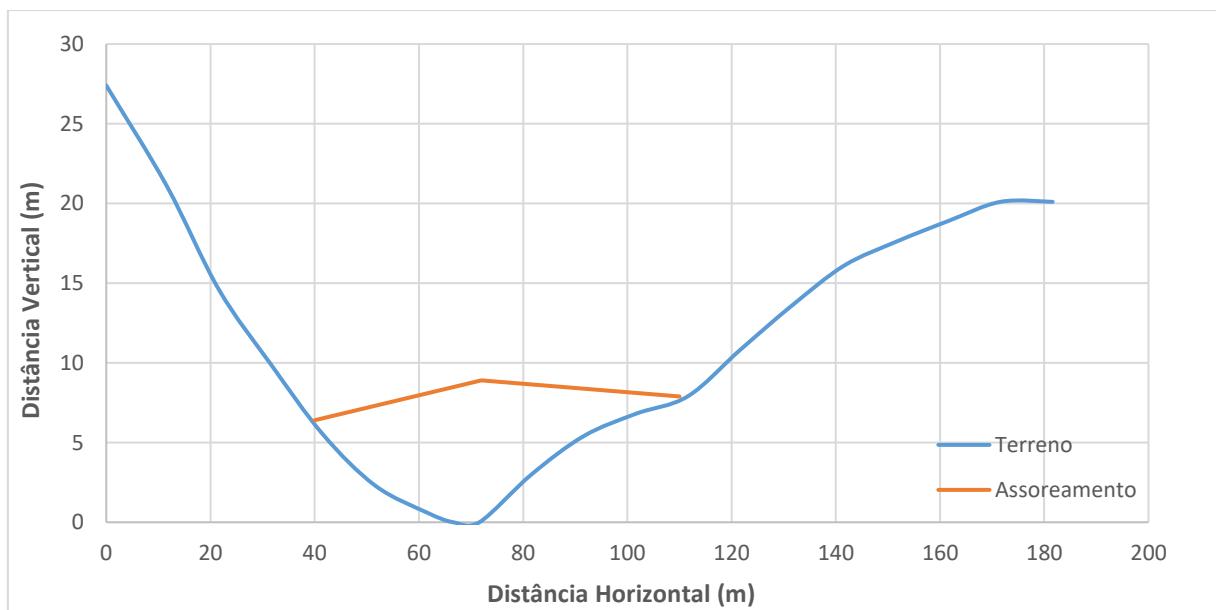
WEBB, C. B.; BARFUSS, S. L.; JOHNSON, M. C. Modelling roughness in scale models. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 48, N. 2, p. 260-264, 2010.

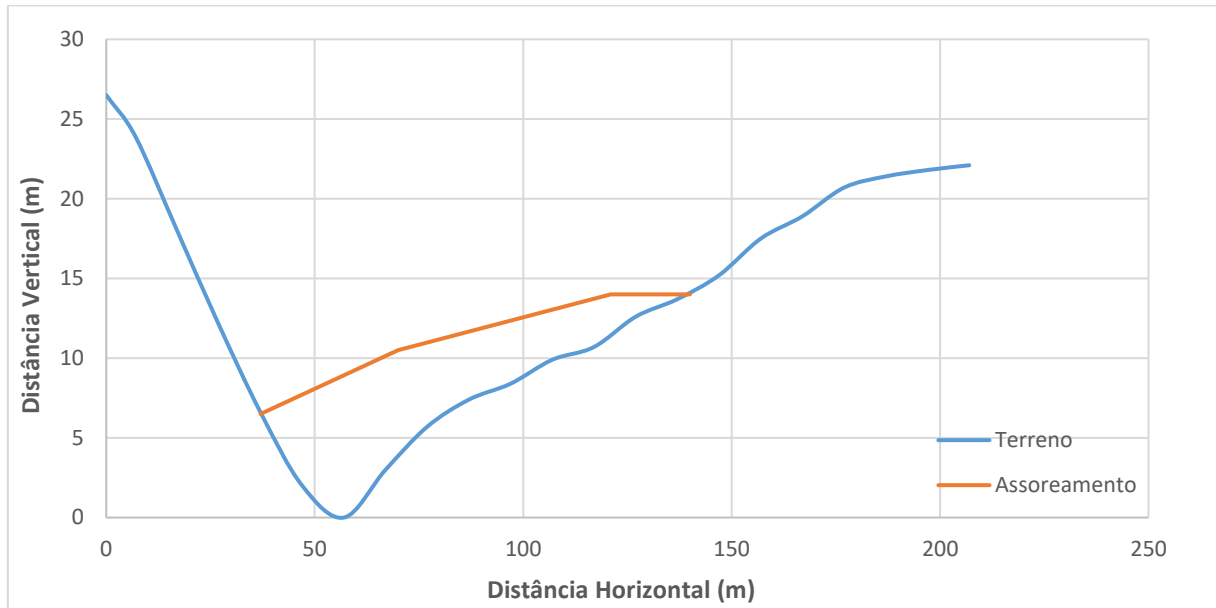
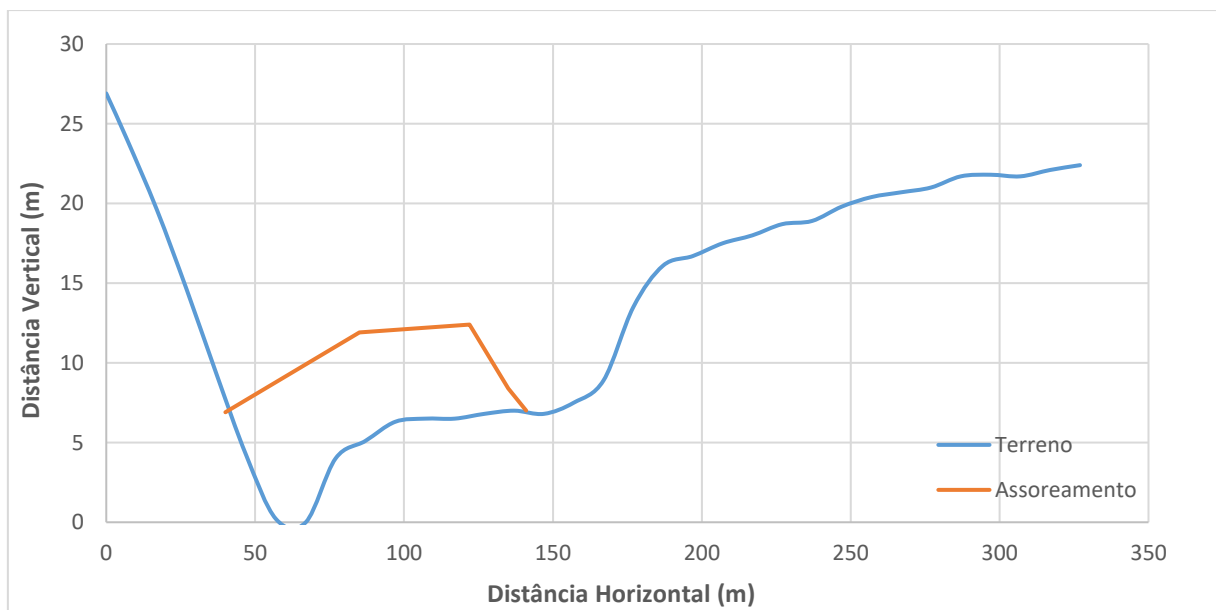
WHITE, F. M. *Mecânica dos Fluidos*. 4. Ed. Rio de Janeiro: McGraw-Hill, 2002.

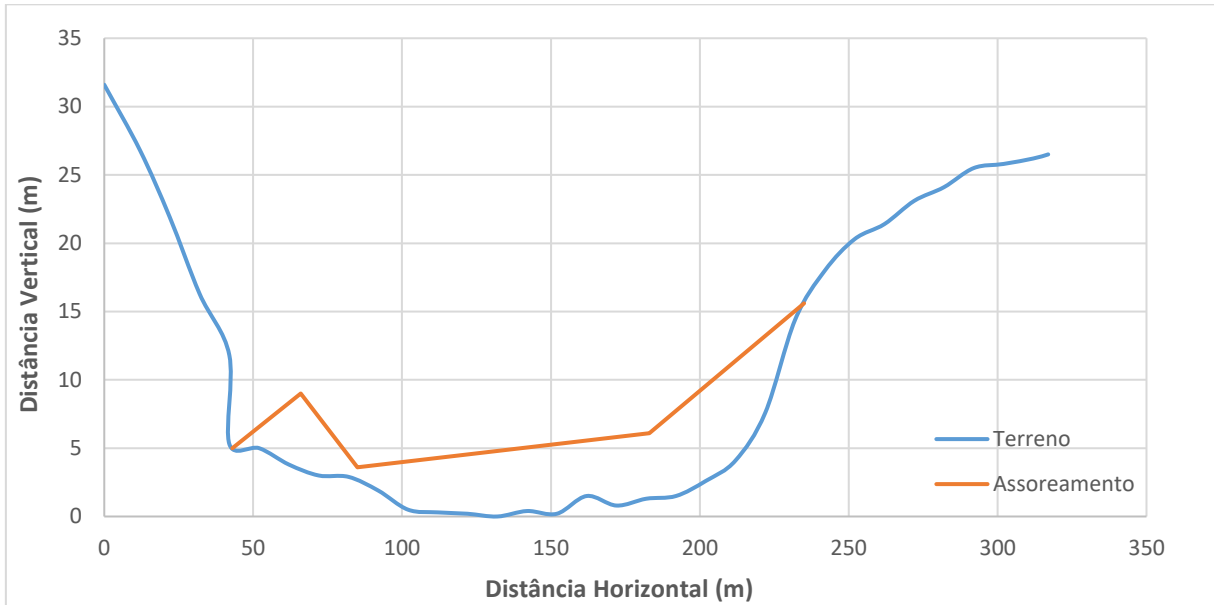
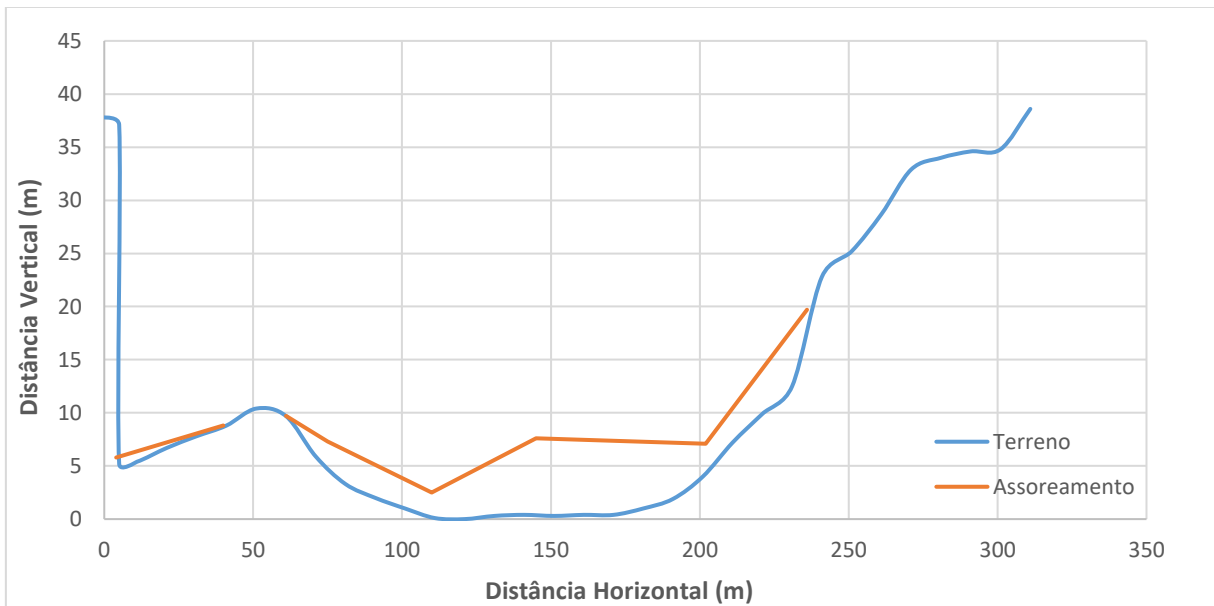
## **ANEXO I**

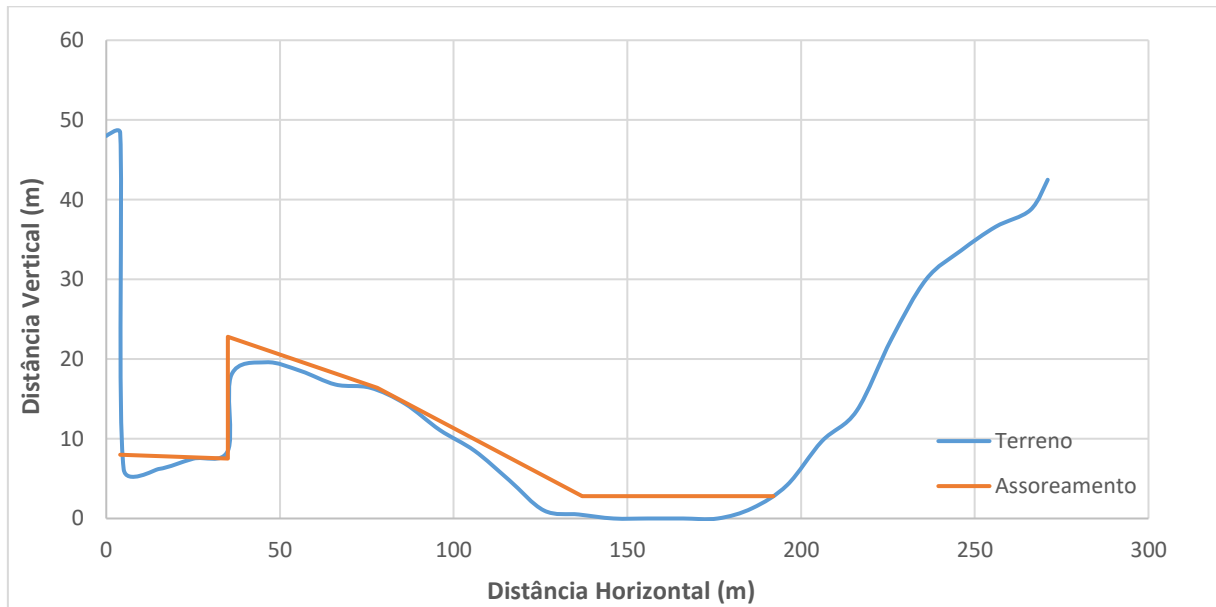
**Seções Transversais indicando perfil do Terreno e Níveis de Assoreamento.**

**FIGURA AI.1:** Perfil da seção S1 (terreno natural e assoreamento).**FIGURA AI.2:** Perfil da seção S2 (terreno natural e assoreamento).

**FIGURA AI.3:** Perfil da seção S3 (terreno natural e assoreamento).**FIGURA AI.4:** Perfil da seção S4 (terreno natural e assoreamento).

**FIGURA AI.5:** Perfil da seção S5 (terreno natural e assoreamento).**FIGURA AI.6:** Perfil da seção S6 (terreno natural e assoreamento).

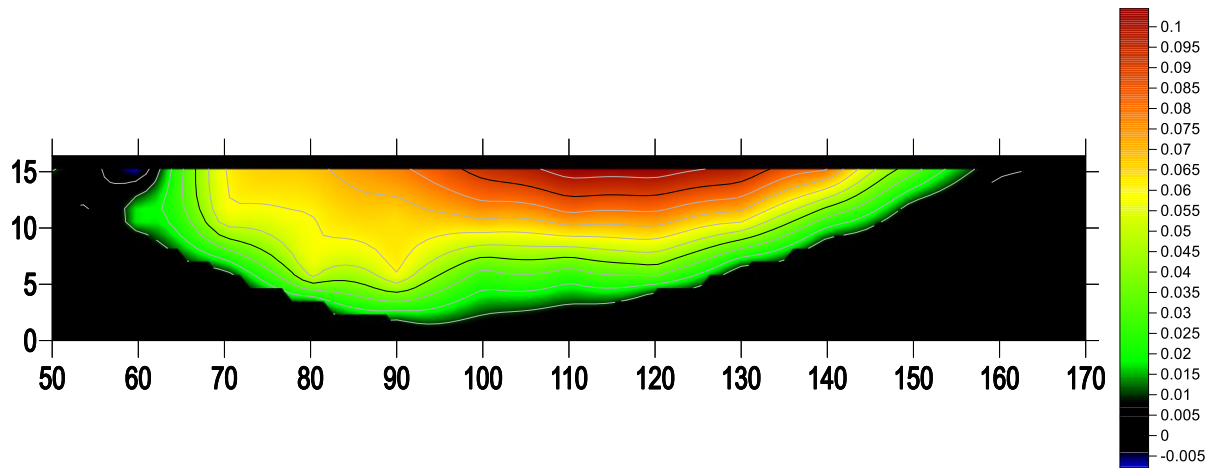
**FIGURA AI.7:** Perfil da seção S7 (terreno natural e assoreamento).**FIGURA AI.8:** Perfil da seção S8 (terreno natural e assoreamento).

**FIGURA A1.9:** Perfil da seção S9 (terreno natural e assoreamento).

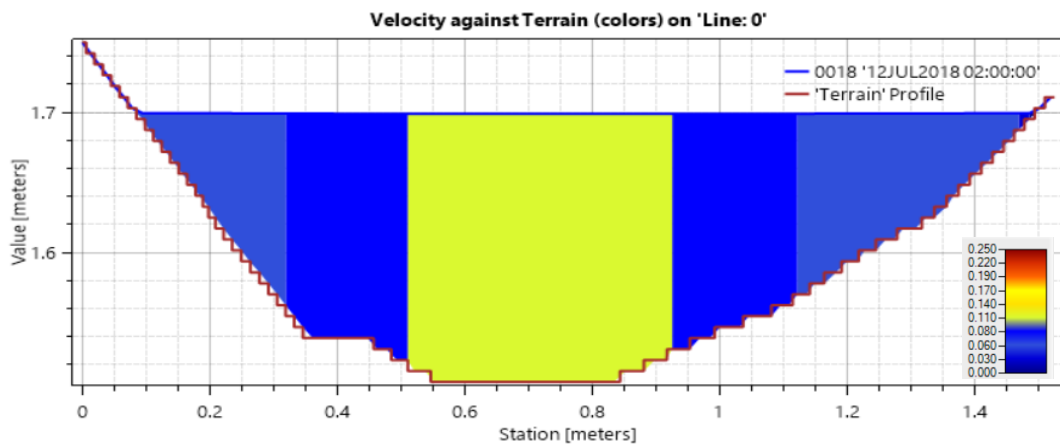
## **ANEXO II**

### **Perfis de Velocidades Medidas e Determinadas nas Simulações Numéricas – Etapa de Calibração**

**Figura AII.1 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 3 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

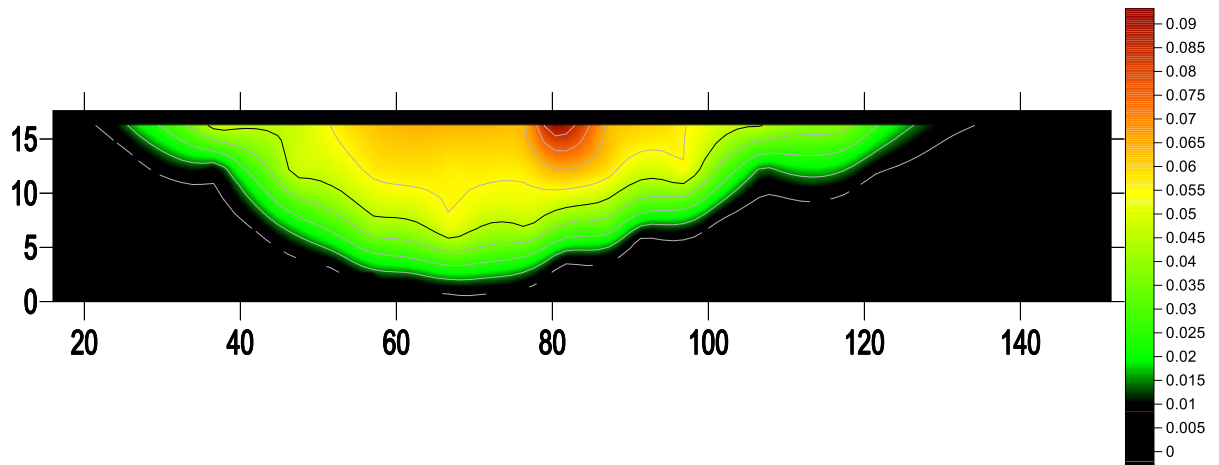


(a) Interpolação dos valores medidos

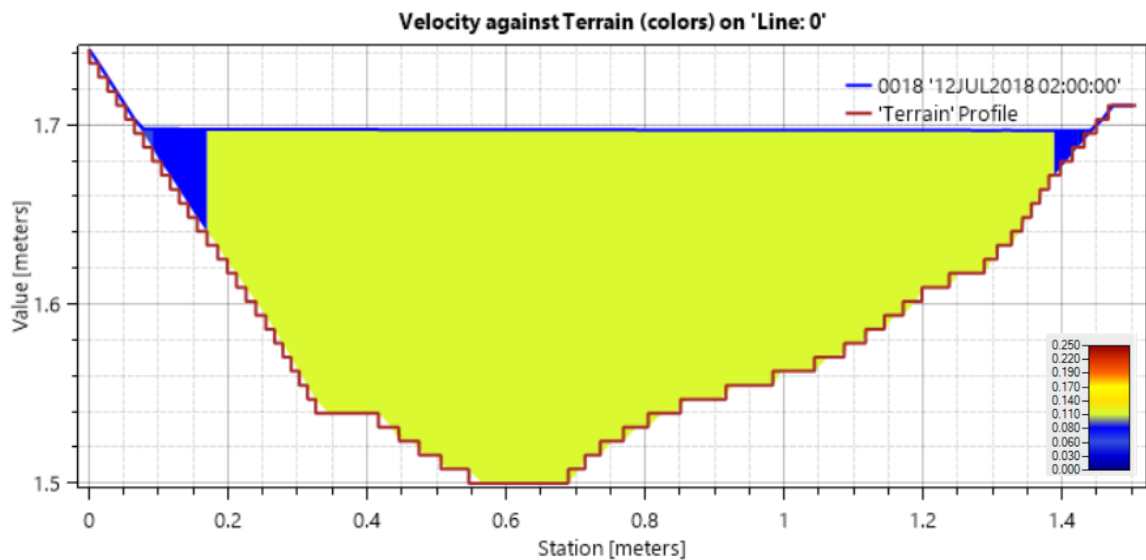


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.2 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 4 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo.**

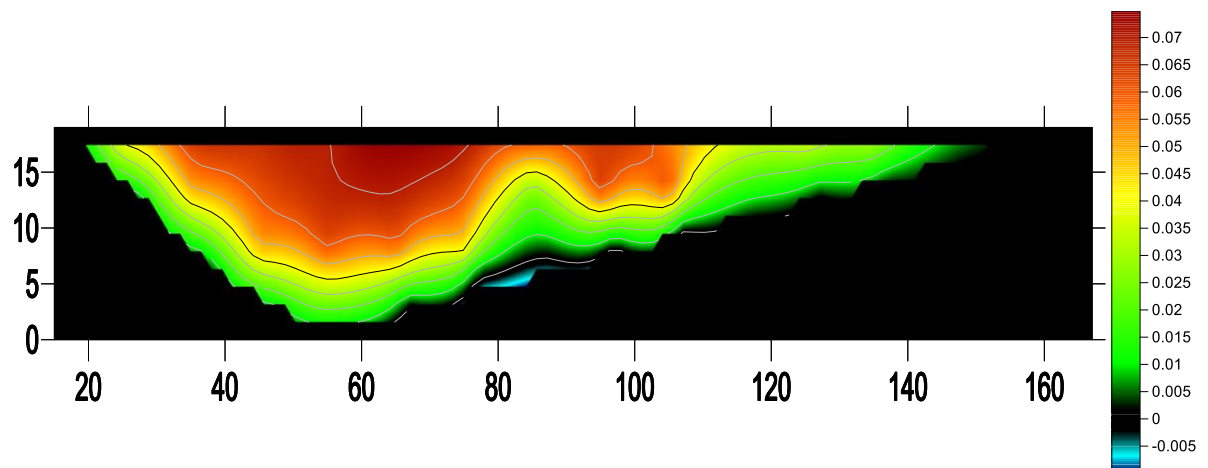


(a) Interpolação dos valores medidos

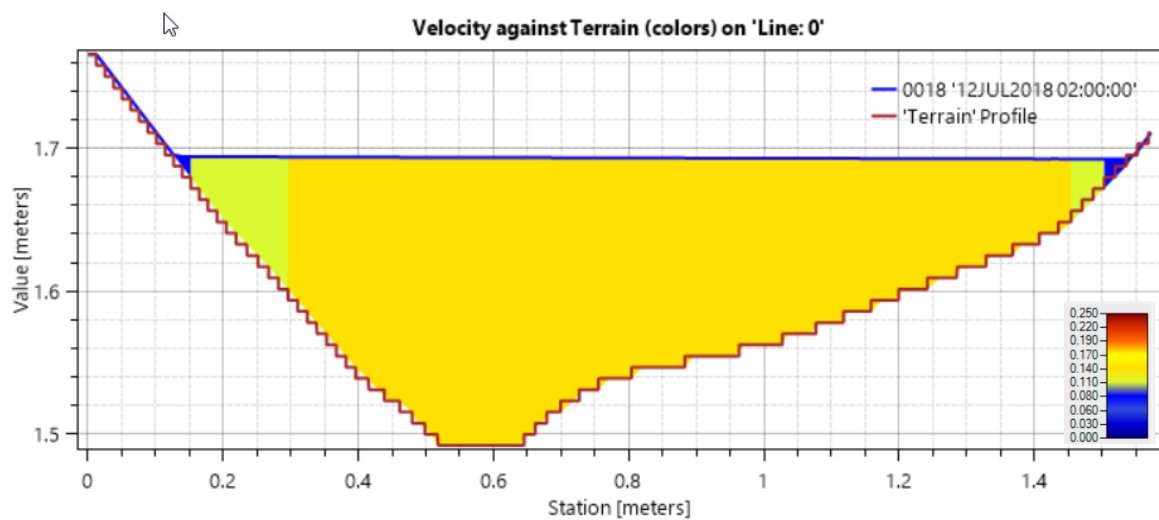


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.3 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 5 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

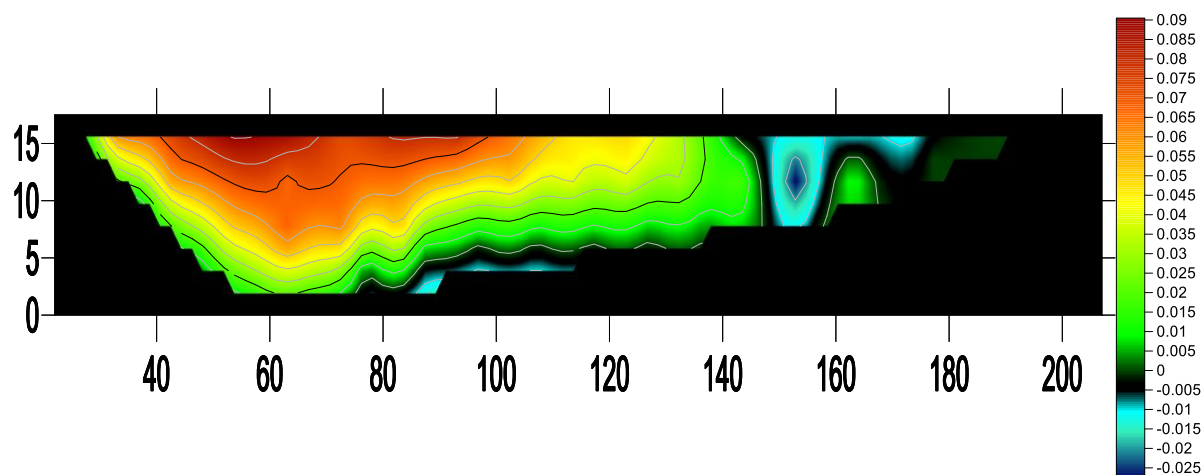


(a) Interpolação dos valores medidos

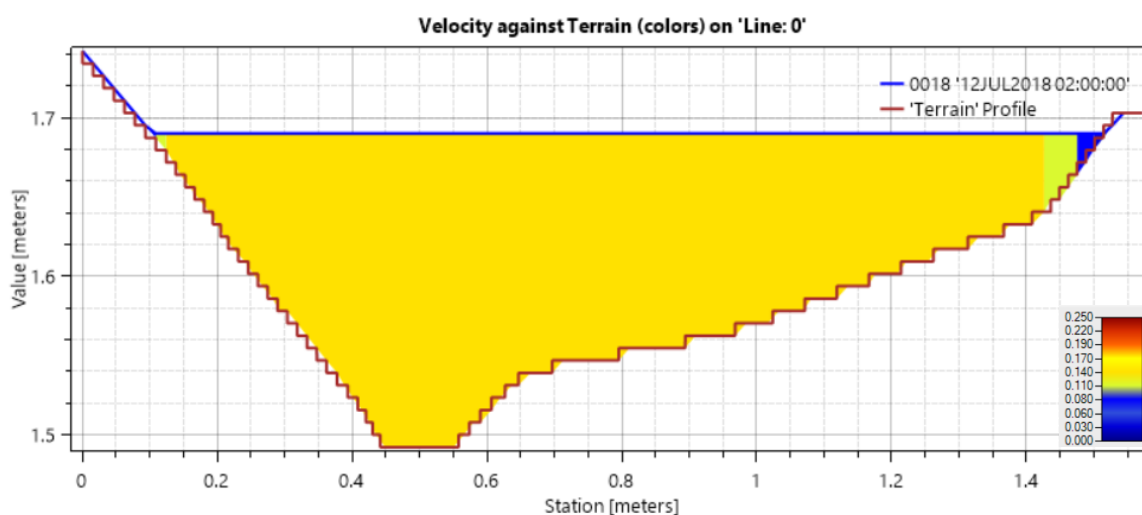


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.4 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 6 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

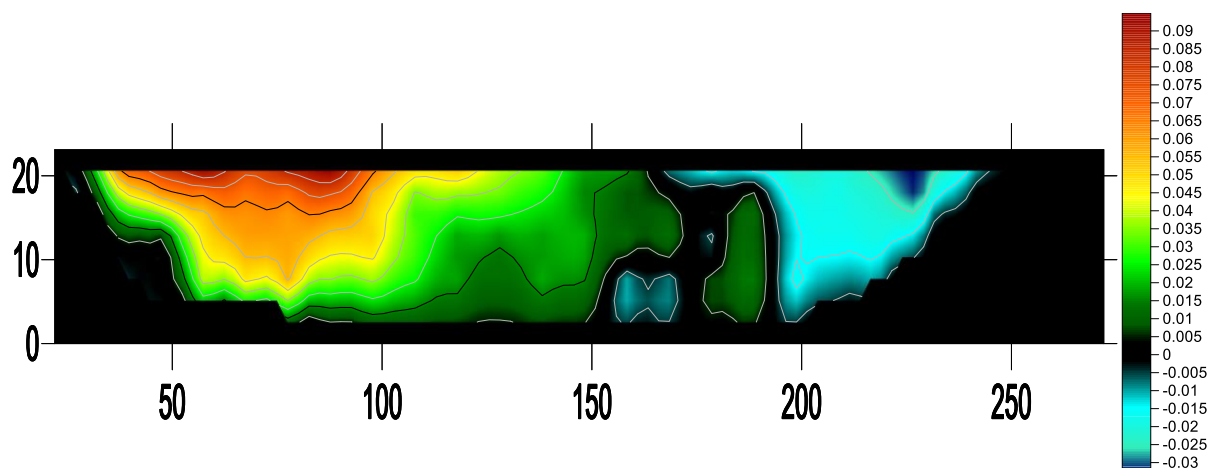


(a) Interpolação dos valores medidos

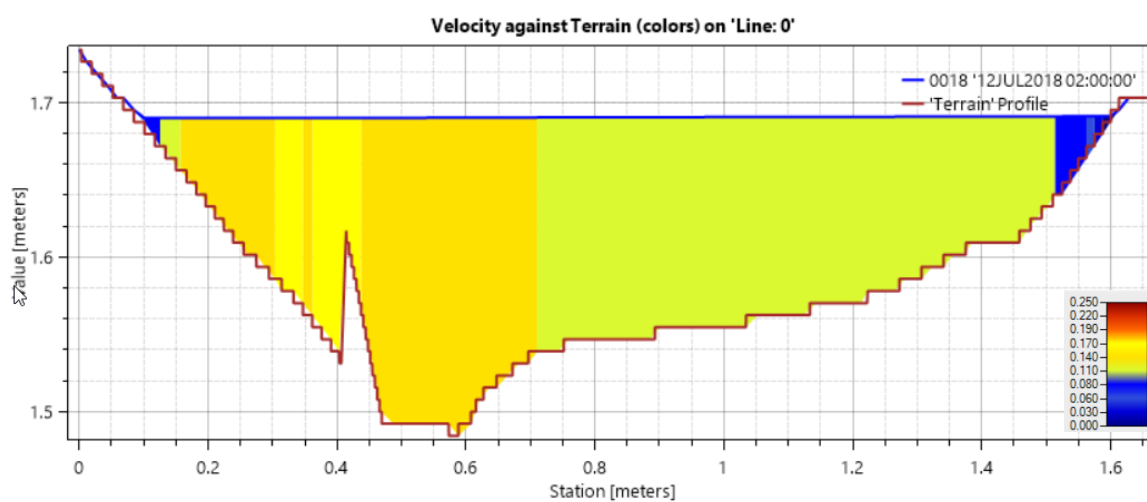


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.5 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 7 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

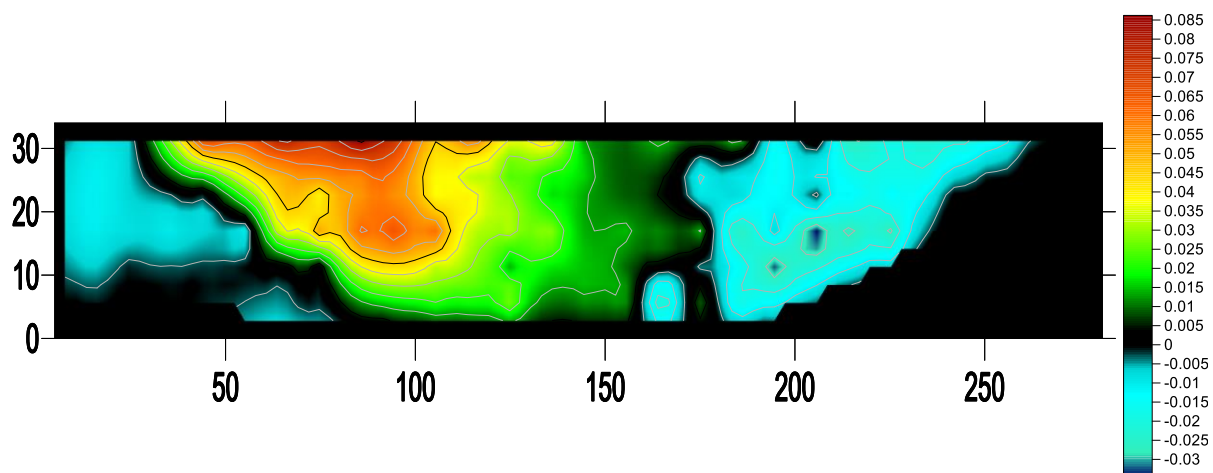


(a) Interpolação dos valores medidos

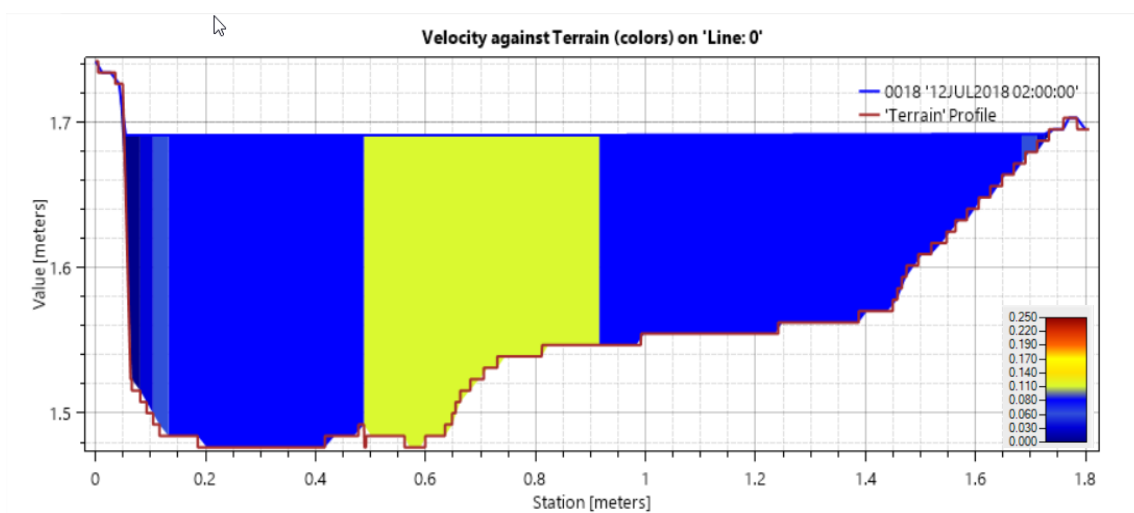


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.6 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 8 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

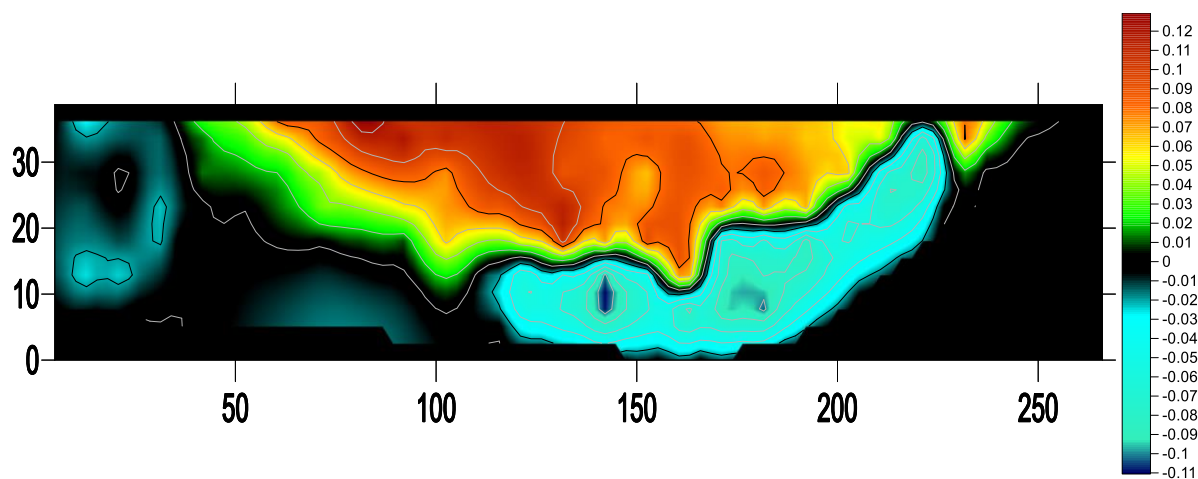


(a) Interpolação dos valores medidos

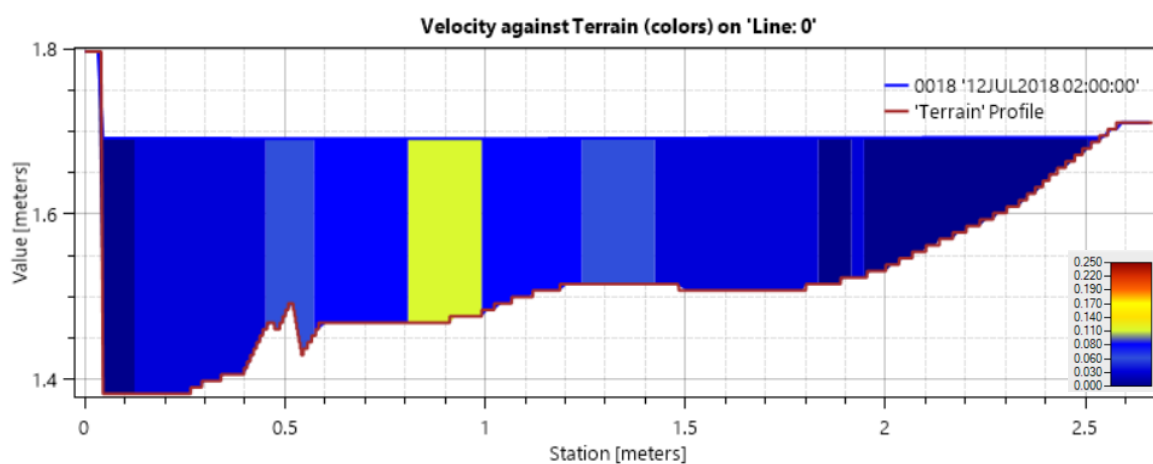


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AII.7 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 9 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**



(a) Interpolação dos valores medidos.

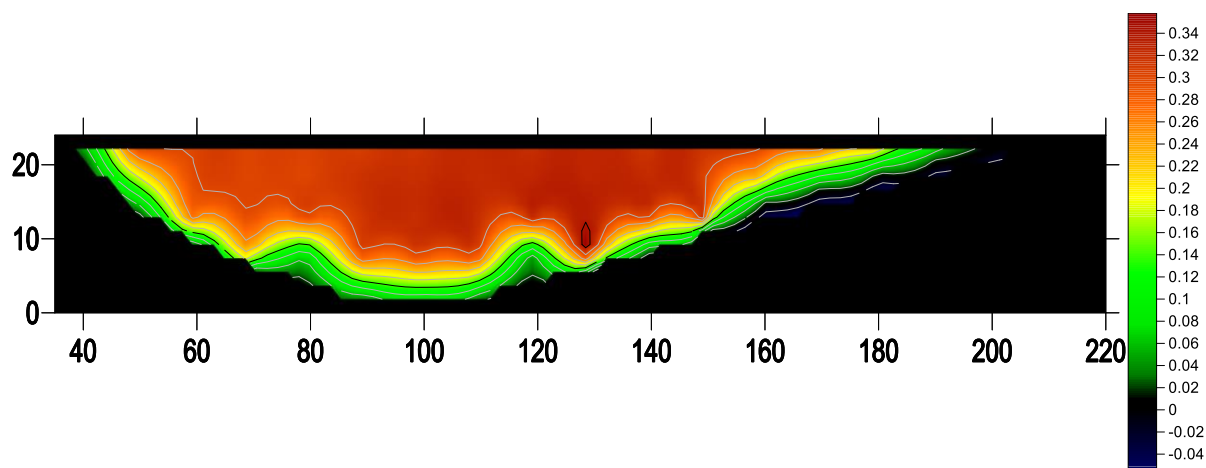


(b) Valores calculados no HEC-RAS

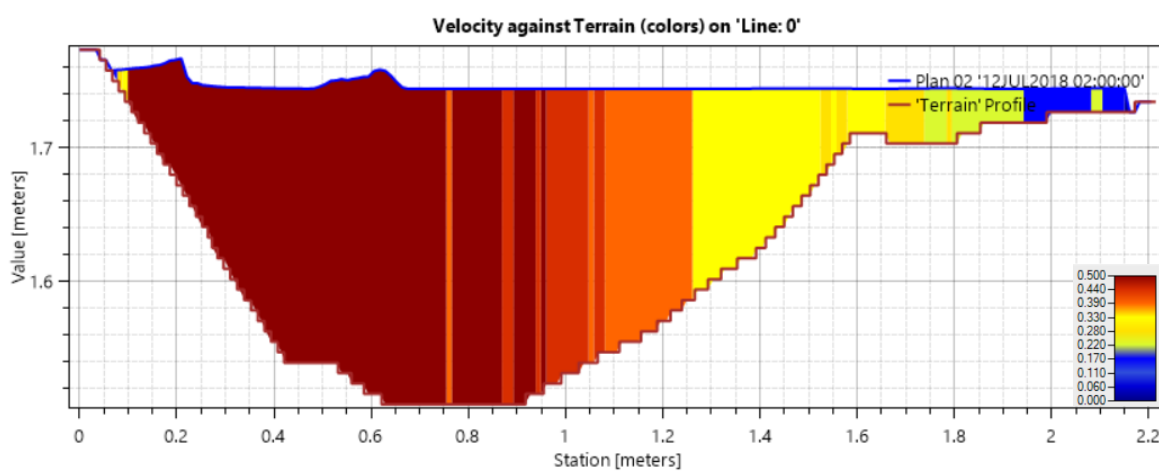
### **ANEXO III**

#### **Perfis de Velocidades Medidas e Determinadas nas Simulações Numéricas – Etapa de Validação**

**Figura AIII.1 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 3 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

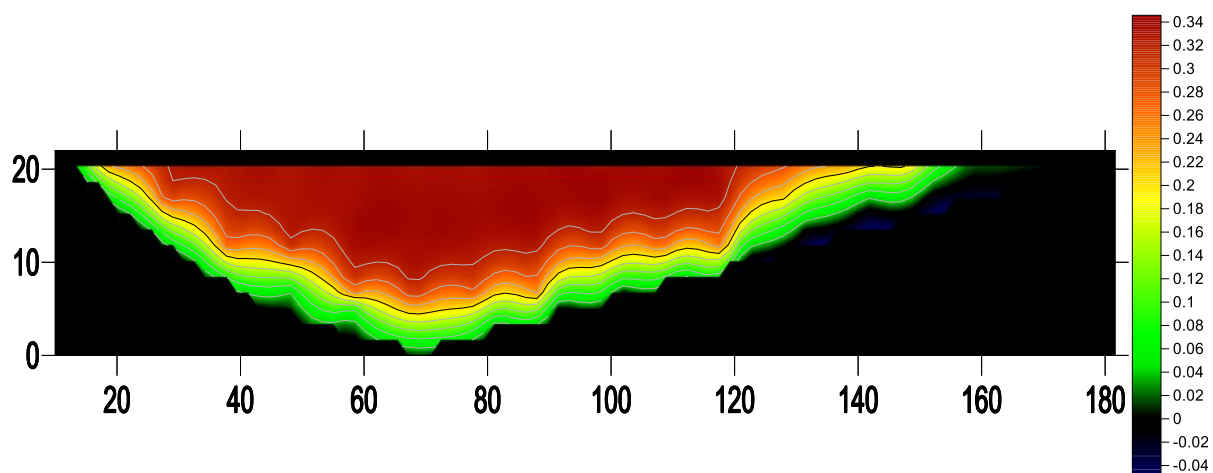


(a) Interpolação dos valores medidos

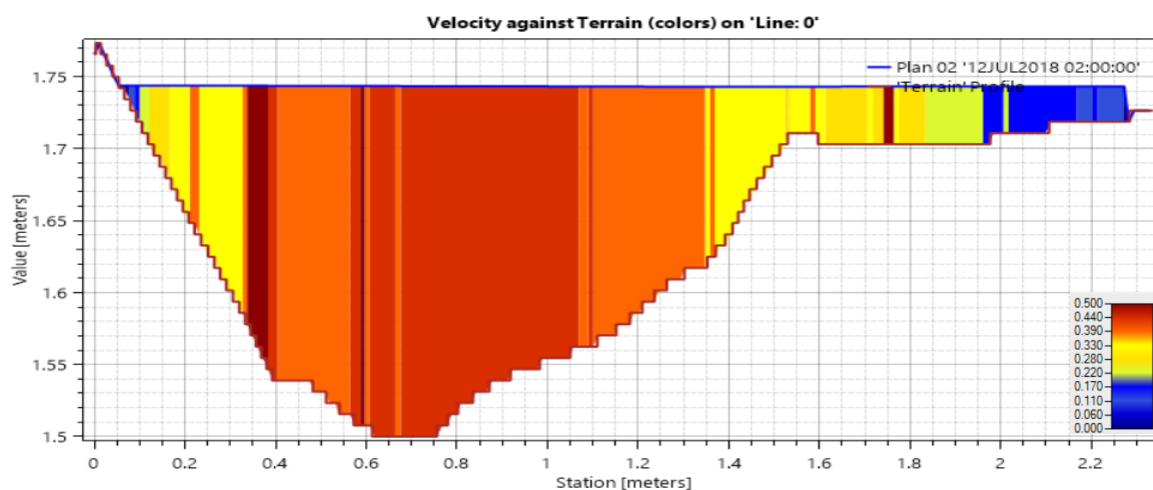


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIII.2 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 4 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

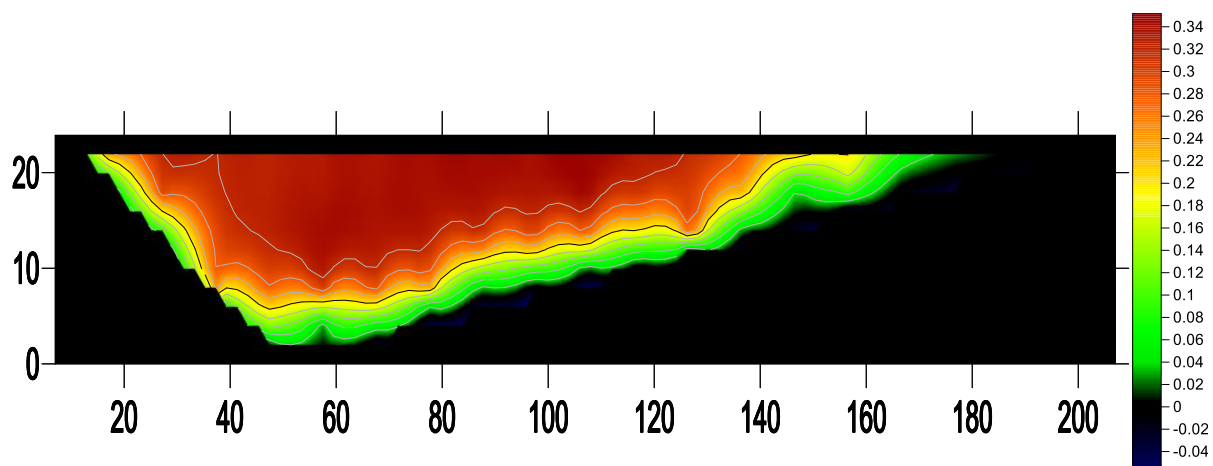


(a) Interpolação dos valores medidos

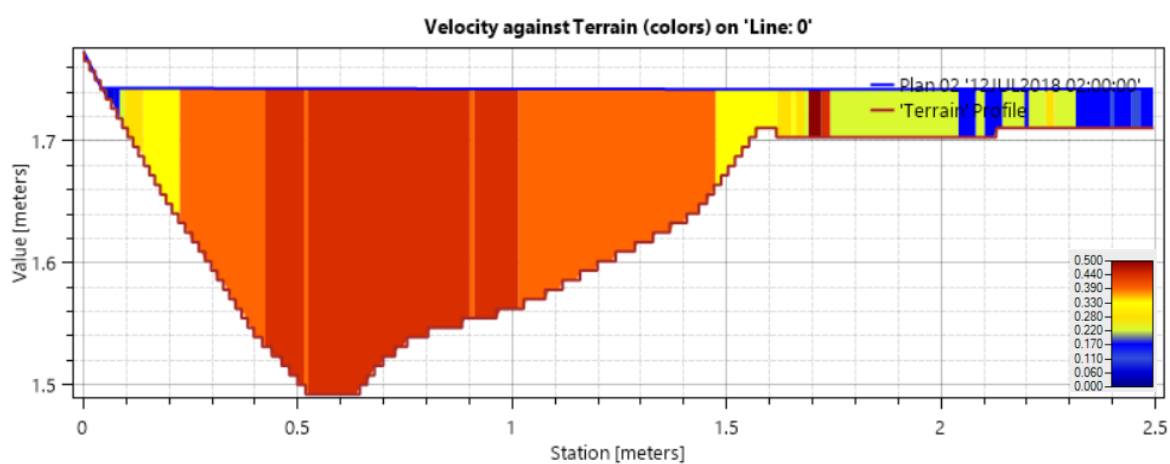


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIII.3 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 5 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

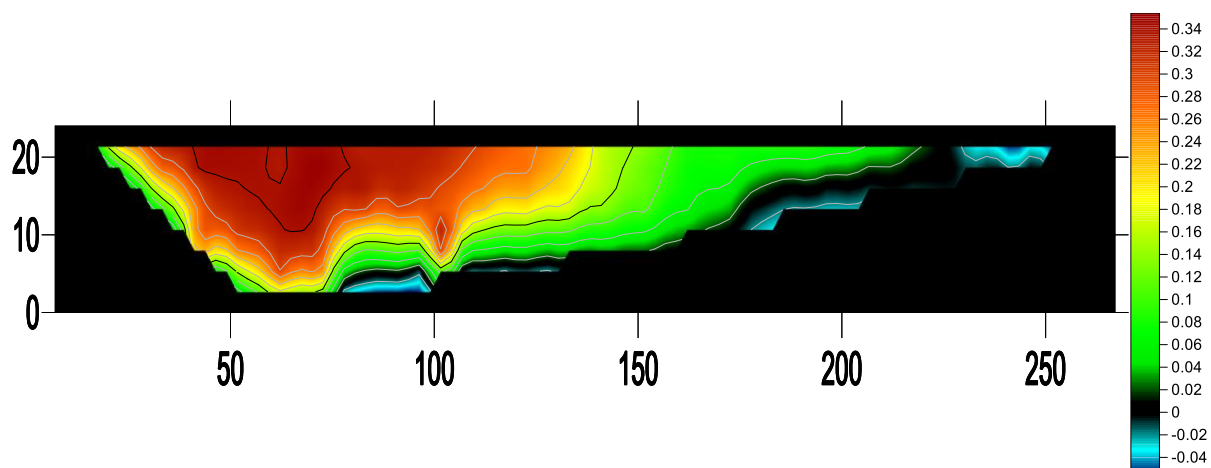


(a) Interpolação dos valores medidos

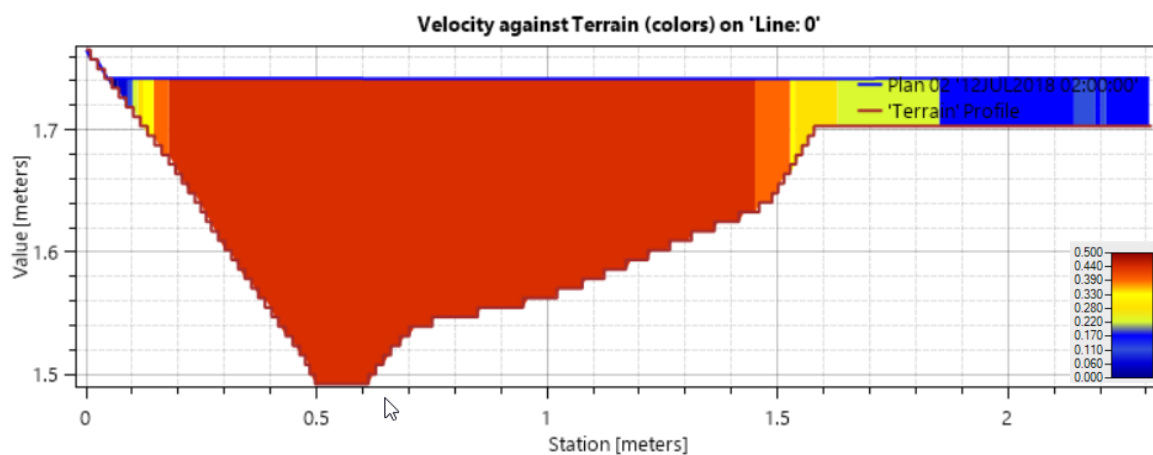


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIII.4 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 6 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

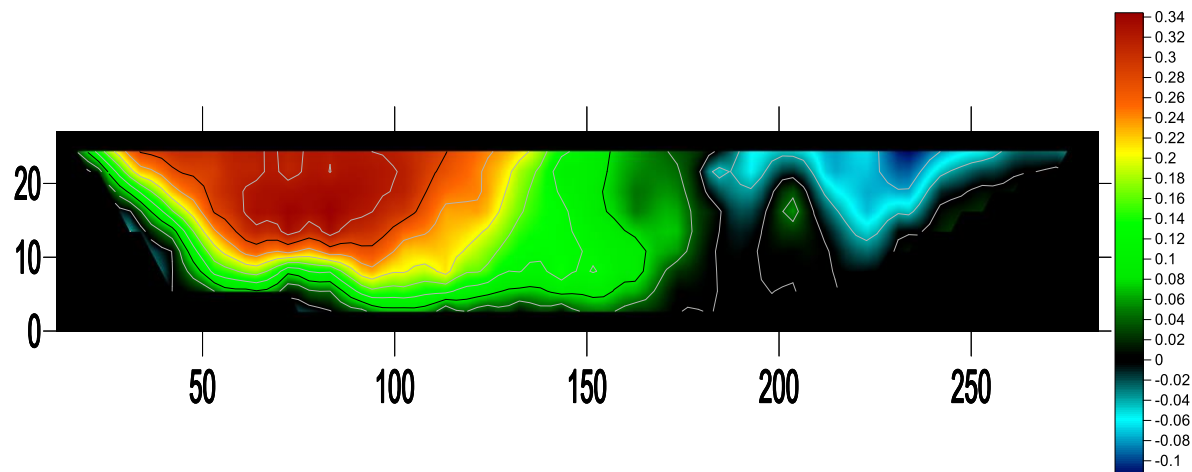


(a) Interpolação dos valores medidos

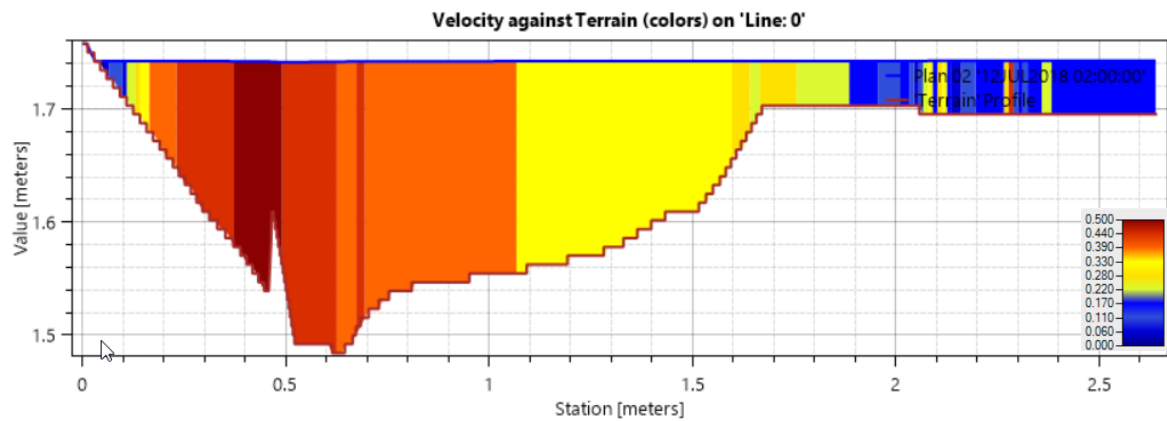


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIII.5 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 7 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

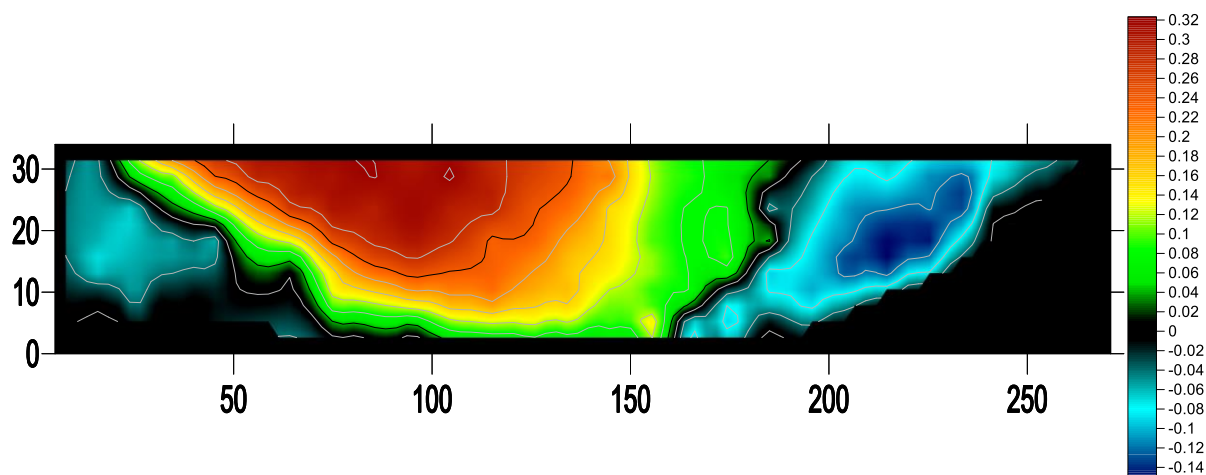


(a) Interpolação dos valores medidos

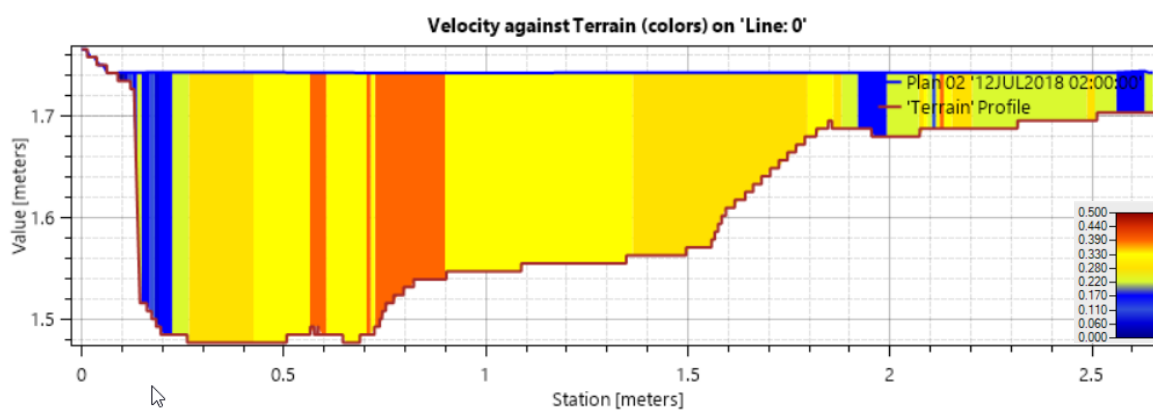


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIII.6 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 8 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo**

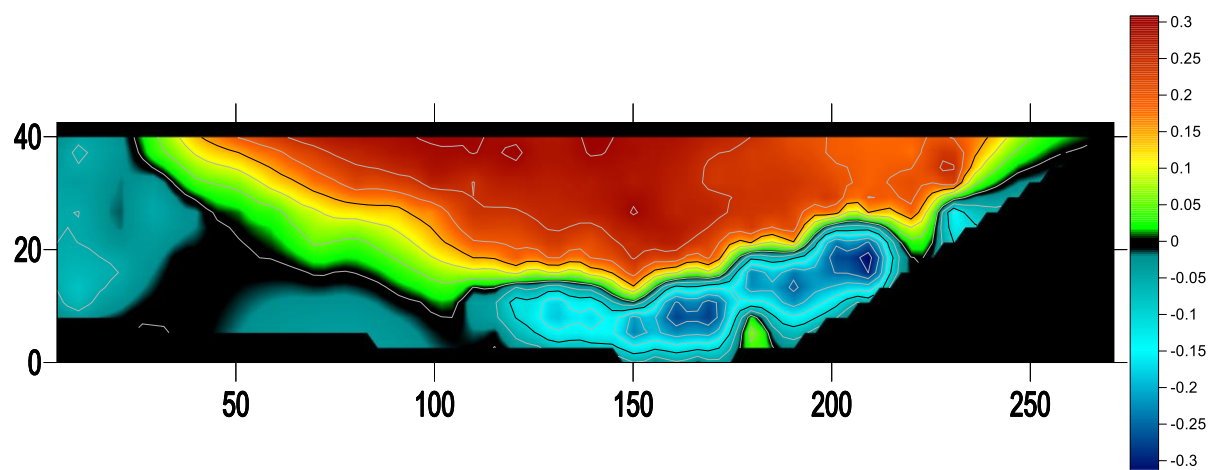


(a) Interpolação dos valores medidos

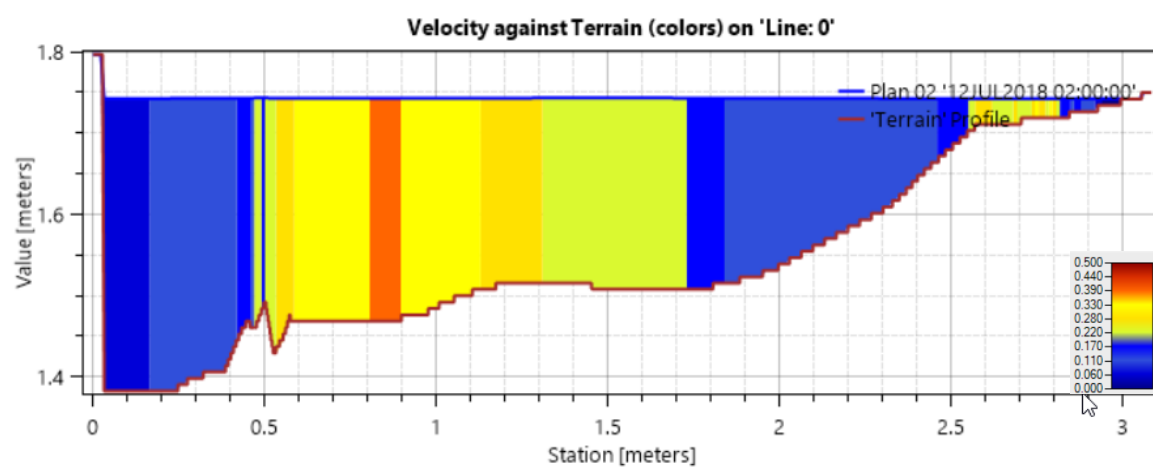


(b) Valores calculados no HEC-RAS

Figura AIII.7 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 9 – Vazão igual a 275,0 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Limpo



(a) Interpolação dos valores medidos

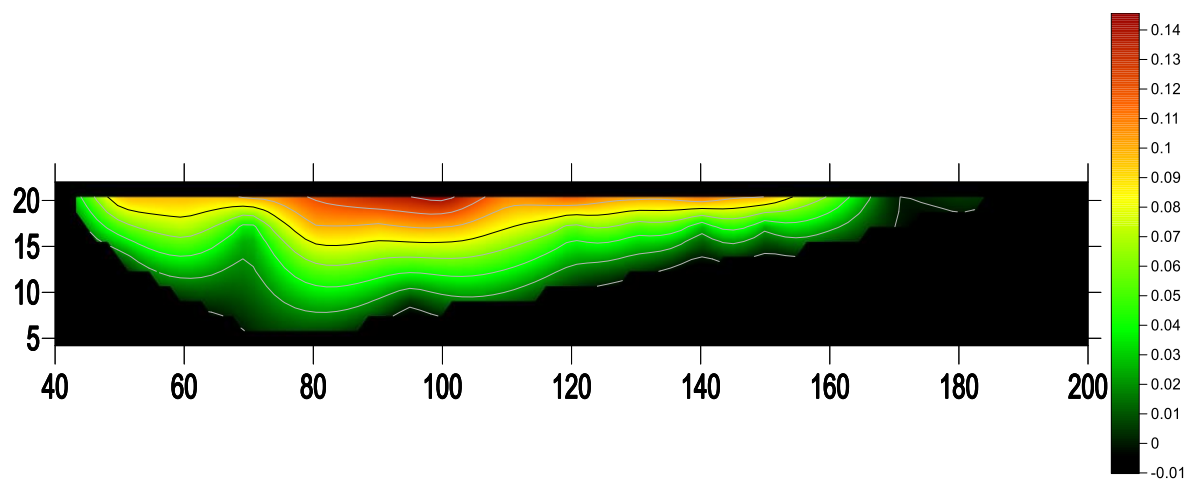


(b) Valores calculados no HEC-RAS

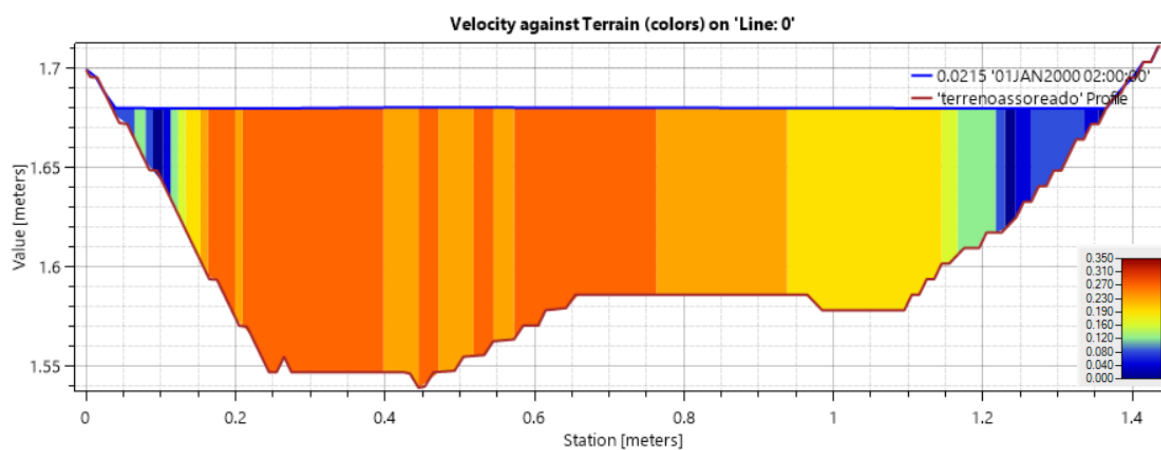
## **ANEXO IV**

### **Perfis de Velocidades Medidas e Determinadas nas Simulações Numéricas – Reservatório Assoreado**

**Figura AIV.1 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 3 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

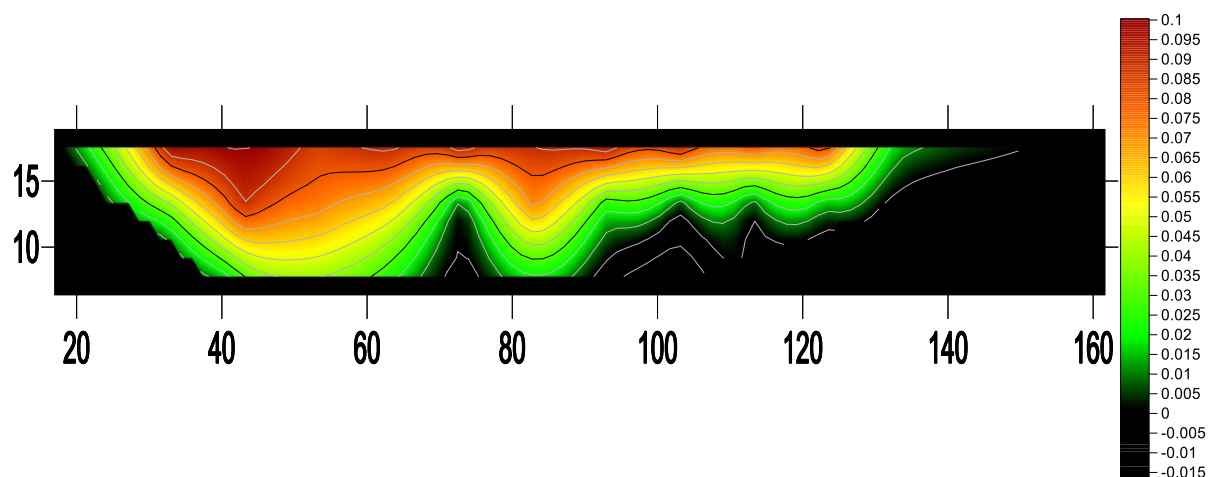


(a) Interpolação dos valores medidos

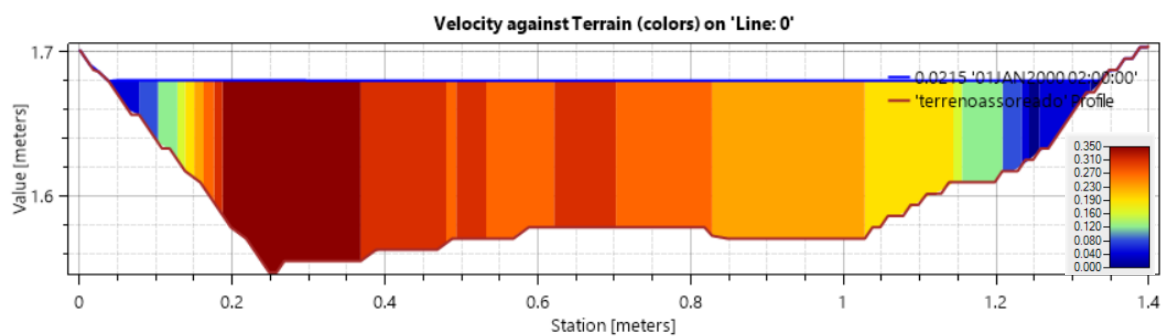


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.2 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 4 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

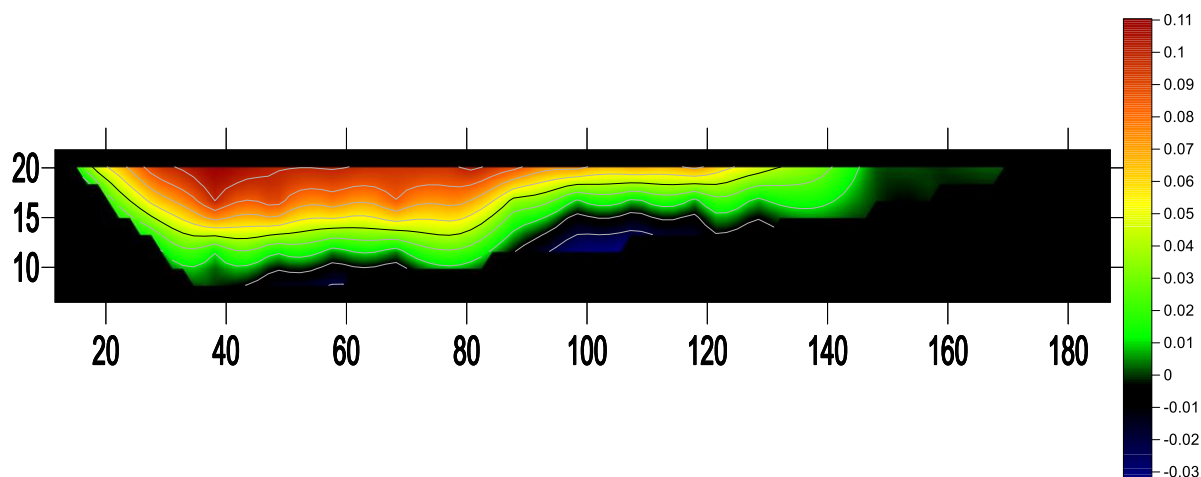


(a) Interpolação dos valores medidos

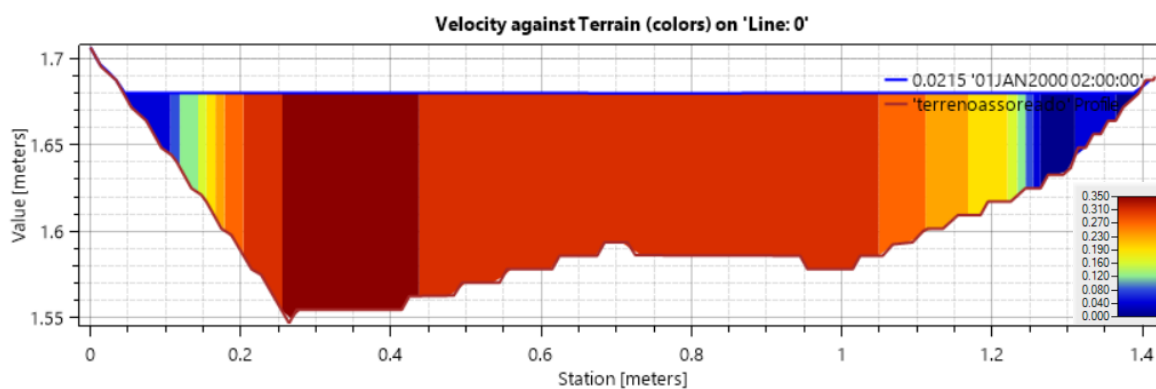


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.3 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 5 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

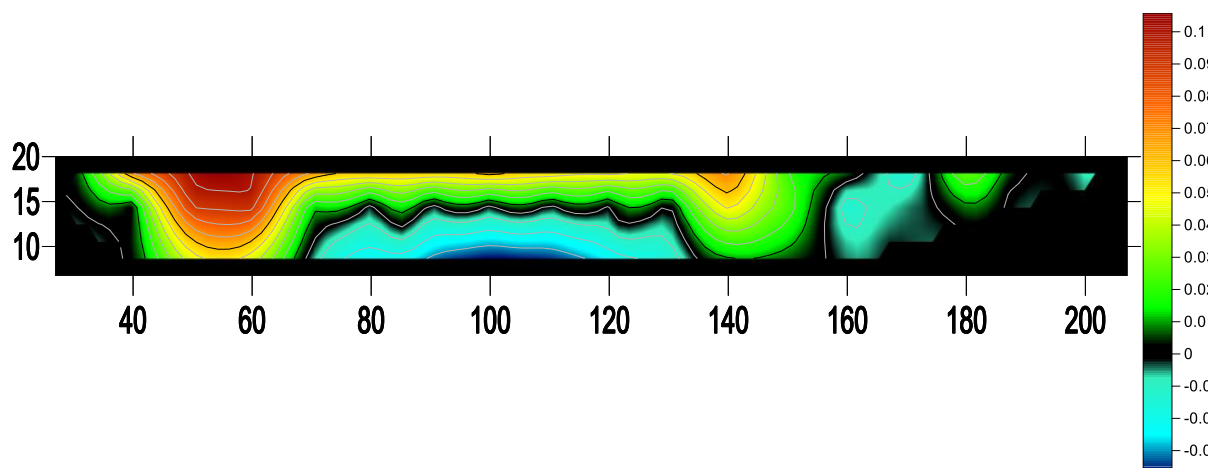


(a) Interpolação dos valores medidos

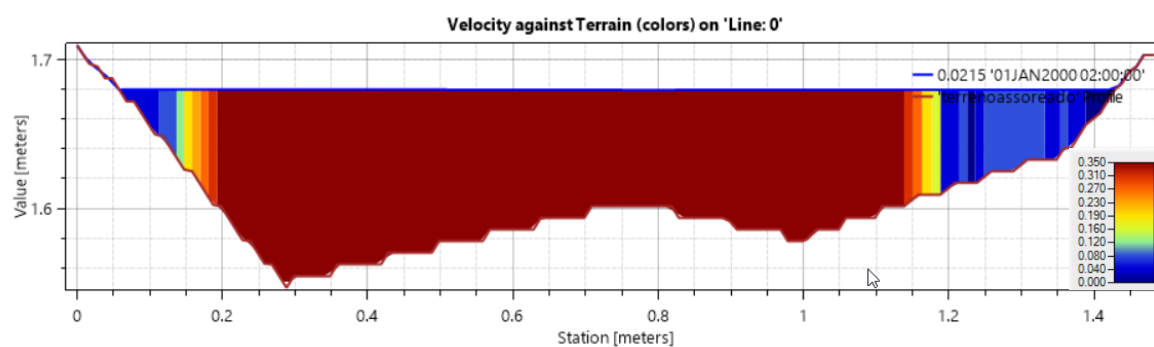


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.4 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 6 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

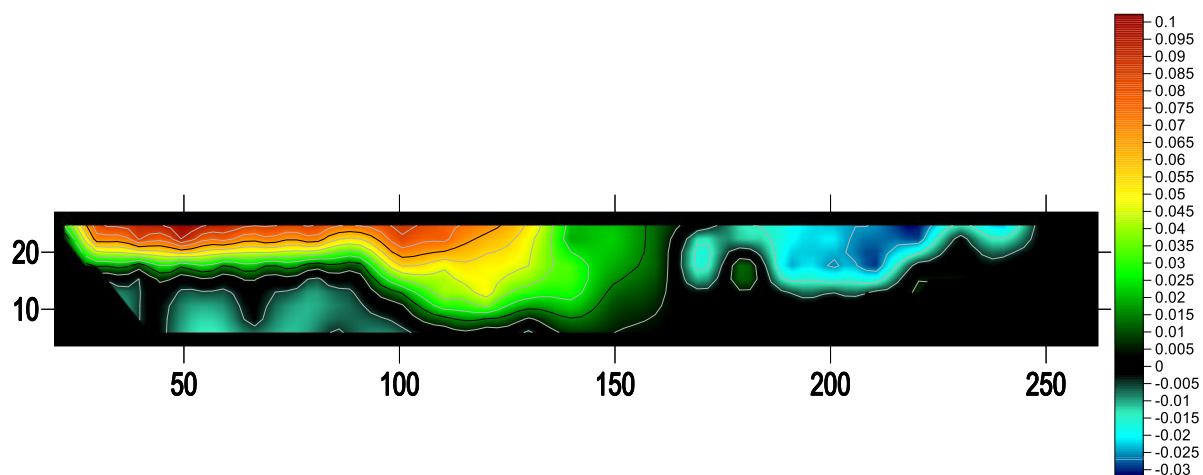


(a) Interpolação dos valores medidos

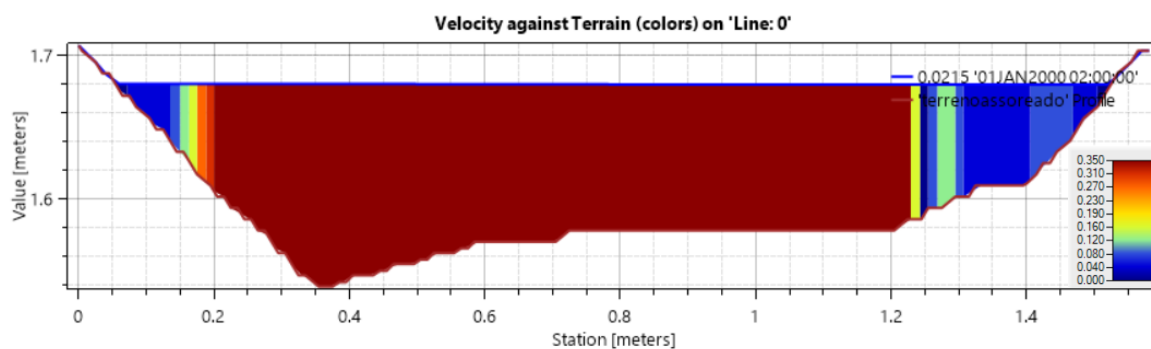


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.5 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 7 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

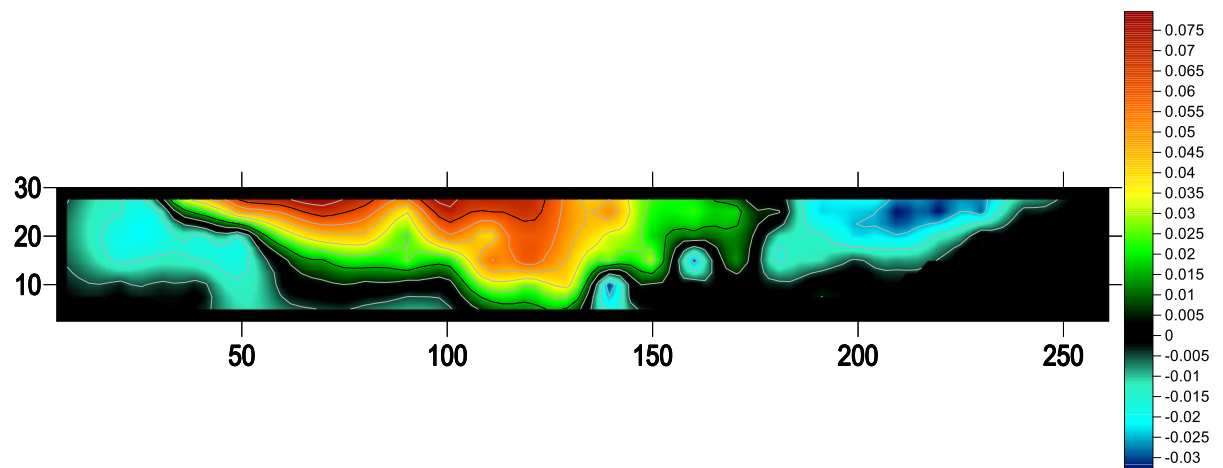


(a) Interpolação dos valores medidos

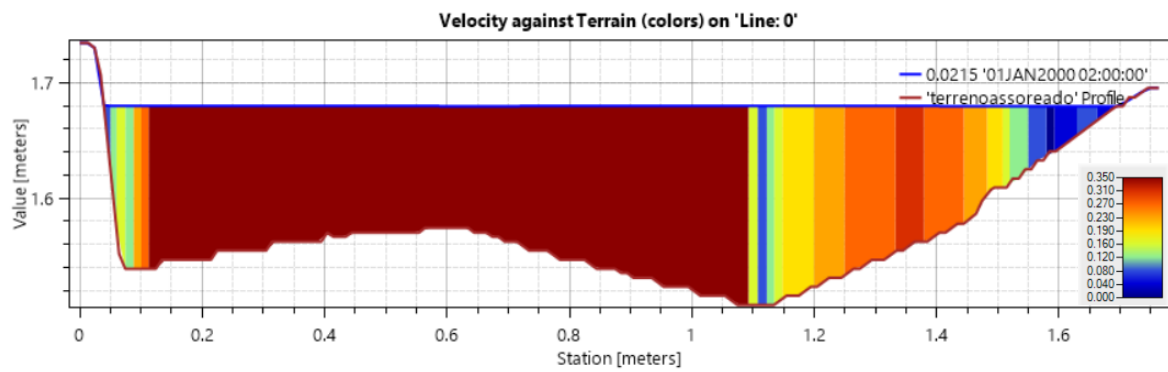


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.6 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 8 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**

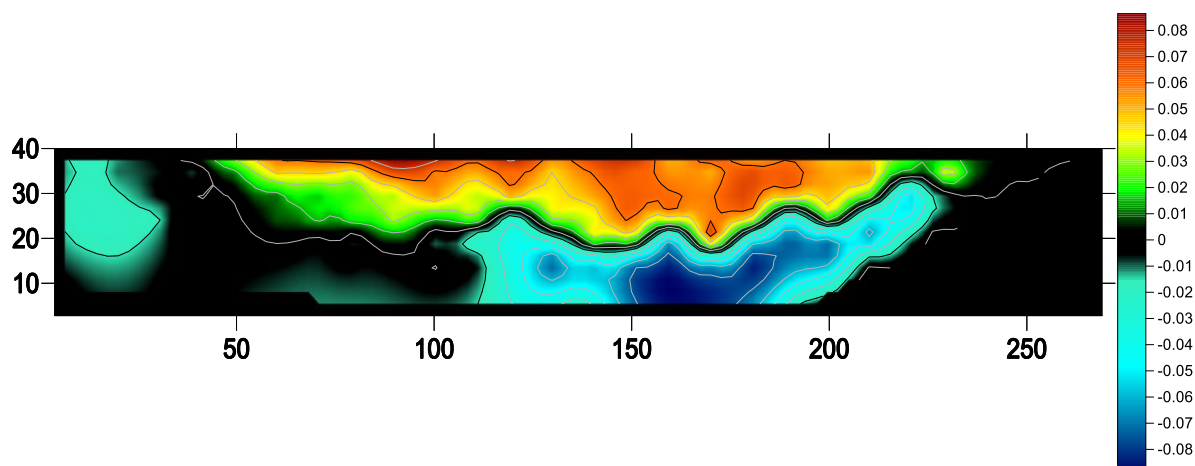


(a) Interpolação dos valores medidos

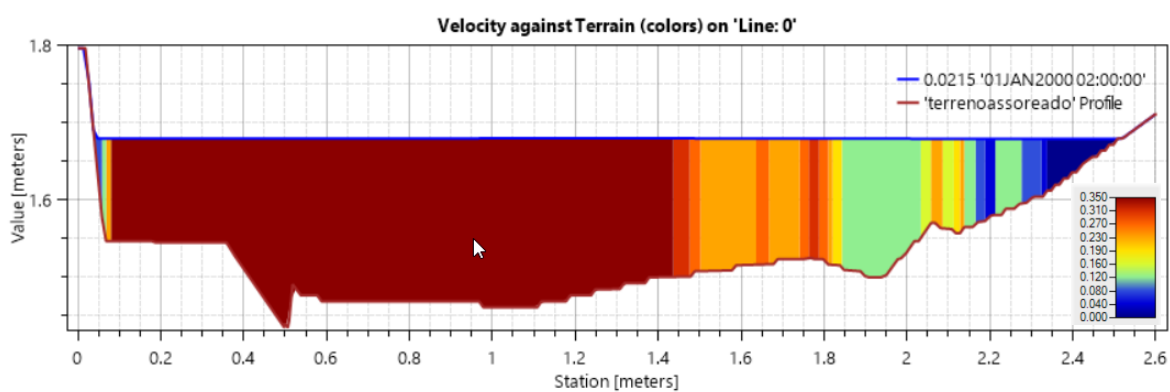


(b) Valores calculados no HEC-RAS

**Figura AIV.7 – Valores de Velocidades Medidas e Calculadas na Seção 9 – Vazão igual a 50,5 m<sup>3</sup>/h – Reservatório Assoreado**



(a) Interpolação dos valores medidos



(b) Valores calculados no HEC-RAS