UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIZ PEREIRA DA SILVA JÚNIOR

SOLUÇÕES PARA INSTABILIDADE NUMÉRICA EM SIMULAÇÕES EM REGIME TRANSITÓRIO NO MODELO HEC-RAS PARA CANAIS DE ELEVADA DECLIVIDADE

Recife

2018

LUIZ PEREIRA DA SILVA JÚNIOR

SOLUÇÕES PARA INSTABILIDADE NUMÉRICA EM SIMULAÇÕES EM REGIME TRANSITÓRIO NO MODELO HEC-RAS PARA CANAIS DE ELEVADA DECLIVIDADE

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal de Pernambuco para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil

Área de concentração: Recursos Hídricos

Orientador: Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto

Recife

2018

Catalogação na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

S586s Silva Júnior, Luiz Pereira da.
Soluções para instabilidade numérica em simulações em regime transitório no modelo HEC-RAS para canais de elevada declividade / Luiz Pereira da Silva Júnior. - 2017.
83 folhas, il., abr., sigl. e simb.

Orientador: Prof. Dr. Alfredo Ribeiro Neto.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Graduação em Engenharia Civil, 2017.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Simulação de rios. 3. Coeficiente de Manning. 4. Método modificado de Puls. 5. Comparação de soluções. 6. Rio Sirinhaém. I. Ribeiro Neto, Alfredo (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2018-331

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO(S): 1 – LUIZ PEREIRA DA SILVA JÚNIOR

BANCA EXAMINADORA:
Orientador: PROF. ALFREDO RIBEIRO NETO
Examinador 1: PROF. LEIDJANE MARIA MACIEL
Examinador 2: LARISSA FERREIRA DAVID ROMÃO BATISTA, DOUTORANDA EM RECURSOS HÍDRICOS

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: SOLUÇÕES PARA INSTABILIDADE NUMÉRICA EM SIMULAÇÕES EM REGIME TRANSITÓRIO NO MODELO HEC-RAS PARA CANAIS DE ELEVADA DECLIVIDADE

LOCAL: GALPÃO DE HIDRÁULICA
DATA: 13/07/2018 **HORÁRIO DE INÍCIO**: 8:00 HORAS**.**

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: 8,5.
1) (X) aprovado(s) (nota > = 7,0), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.
As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).
O trabalho com nota no seguinte intervalo, **3,0 = < nota < 7,0,** será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.
2) ( ) reprovado(s). (nota <3,0)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 13 de Julho de 2018

Orientador: .....

Avaliador 1: .....

Avaliador 2: .....

Candidato 1: .....

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares, pelo apoio em todas as horas. Em especial à minha mãe e à minha sobrinha que são as fontes de luz para a minha vida, que tanto me ensinaram e me ensinam durante a minha caminhada.

Aos meus colegas com quem tive o prazer de dividir a sala de aula, que fizeram dessa jornada um período de grandes felicidades. Especialmente aos meus colegas de intercâmbio, com quem tanto aprendi.

À Universidade Federal de Pernambuco e ao programa de Graduação em Engenharia Civil que me abriram várias portas e que continuam a abrir. Em especial ao Prof. Alfredo Ribeiro Neto que me ajudou com muita paciência e tranquilidade.

À Milwaukee School of Engineering e ao Prof. Frank Mahuta que me acolheram com muito carinho e respeito em um momento importante da minha vida acadêmica.

À Montana State University e aos Professores Otto Stein e Ellen Lauchnor que me deram grande oportunidade.

RESUMO

Com a crescente popularidade da utilização dos programas de modelagem hidrodinâmica também cresce a necessidade de aprimorar a sua utilização através da experiência de vários usuários. Em projetos anteriores foi utilizado o programa HEC-RAS, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiro do Exército dos Estados Unidos, para simulação hidrodinâmica de algumas bacias do estado de Pernambuco. Durante esses trabalhos foram encontrados vários problemas de instabilidade numérica durante a simulação em escoamento transitório devido a dificuldade do HEC-RAS de simular trechos com elevada declividade. Esse trabalho teve como objetivos realizar um estudo comparativo entre diferentes soluções adotadas para solucionar os problemas de instabilidade numérica no HEC-RAS, causados por trechos íngremes e realizar um estudo de caso com a bacia do Rio Sirinhaém, que é caracterizada por regiões íngremes. Quatro soluções foram estudadas: modificação do coeficiente de Manning, adição de um Canal Piloto, adoção do Método Modificado de Puls e modificação do intervalo de cálculo. Das soluções estudadas, apenas modificar o coeficiente de Manning e utilizar o Método Modificado de Puls apresentaram resultados satisfatórios, fazendo com que o programa conseguisse finalizar a simulação hidrodinâmica e apresentasse valores do Número de Froude uniformes, próximos a 1. Com os resultados obtidos do estudo comparativo foi realizado um estudo de caso com um modelo do HEC-RAS do Rio Sirinhaém, onde foi realizada a estabilização do modelo. Devido a elevada complexidade geométrica do modelo, foi necessário utilizar duas soluções: modificar o coeficiente de Manning e utilizar o Método Modificado de Puls. O coeficiente de Manning teve valores de 0,05, 0,08 e 0,02, enquanto que o Método Modificado de Puls foi selecionado para quase a metade do modelo. O intervalo de cálculo foi reduzido de 12 horas para 20 minutos para obtenção de um maior refinamento. Com essas modificações foi conseguido a estabilização do modelo do Rio Sirinhaém.

Palavras-chave: Simulação de rios. Coeficiente de Manning. Método modificado de Puls. Comparação de soluções. Rio Sirinhaém.

ABSTRACT

With rising popularity of hydrodynamic modeling software, there is also a rise in necessity to improve its use through users' experiences. In previous projects, it was used HEC-RAS software, developed by U.S. Army Corps of Engineers, to create hydrodynamic models of a few basins from Pernambuco state. During these projects it was found a series of numerical instabilities problems, regarding to HEC-RAS's difficulties from simulating steep reaches in unsteady flow. This project main objectives are to perform a comparative study from different methods to solve numerical instabilities problems, and to accomplish a case study of Sirinhaém River, which is characterized by steep regions. Four methods were studied: modifying Manning's coefficient, adding a Pilot Channel, using Modified Puls Method and modifying simulation's time interval. From the methods analyzed, only increasing Manning's coefficient, from 0,035 to 0,08 and using Modified Puls Method presented satisfying results, making the model finish its simulation and showing uniform Froude's Number, close to 1. Adding a pilot channel and modifying simulation's time interval weren't good solutions, with each, the model wasn't able to finish its simulation and showing large variation of Froude's Number, ranging from 0 to near 1000, which is a sign of numerical instability. With the results from the comparative analysis, a case study was done for the Sirinhaém River HEC-RAS model, where a model stabilization was done. Because of the topography (geometry) complexity from the model, two solutions were necessary: to modify Manning's coefficient and to use Modified Puls method. Manning's coefficient ranged from 0,02, 0,05 and 0,08, while Modified Puls method was selected to almost half of the model. Time interval was reduced from 12 hours to 20 minutes to refine the model. With these modifications a stable model from Sirinhaém's River was achieved.

Keywords: River simulation. Manning coefficient. Modified Puls method. Comparison of solutions. Sirinhaém river.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Canal de Transposição do Rio São Francisco..... 16
Figura 2 - Características do escoamento livre em um canal trapezoidal..... 16
Figura 3 - Diagrama de Energia Específica..... 18
Figura 4 - Transições do Escoamento Subcrítico, Crítico e Supercrítico..... 19
Figura 5 - Volume de Controle Elementar..... 21
Figura 6 - Volume de Controle..... 21
Figura 7 - Exemplo de Instabilidades Numéricas em uma Simulação no HEC-RAS..... 26
Figura 8 - Seção Transversal do Canal Artificial..... 29
Figura 9 - Perfil Longitudinal do Canal Artificial..... 30
Figura 10 - Hidrograma Utilizado no Modelo do Canal Artificial..... 31
Figura 11 - Canal piloto respresentado em uma Seção Transversal..... 33
Figura 12 - Janela para Inserção do Canal Piloto..... 33
Figura 13 - Janelas de perfil para Simulação Permanente e para a Seleção do Método de Puls..... 35
Figura 14 - Bacia do Rio Sirinhaém..... 38
Figura 15 - Diagrama Unifilar do Rio Sirinhaém..... 39
Figura 16 - Distribuição Pluviométrica da Bacia do Rio Sirinhaém..... 40
Figura 17 - Estruturas Morfológicas do Relevo da Bacia do Rio Sirinhaém..... 40
Figura 18 - Declividade do Relevo da Bacia do Rio Sirinhaém..... 41
Figura 19 - Exemplo de Seção Transversal do Rio Sirinhaém..... 43
Figura 20 - Perfil Longitudinal do Rio Sirinhaém..... 43
Figura 21 - Parte do Rio Sirinhaém com Vários Trechos Íngremes..... 44
Figura 22 - Exemplo de Trecho com Calha Principal Larga..... 44
Figura 23 - Exemplo de Hidrograma de Entrada do Modelo Rio Sirinhaém..... 45
Figura 24 - Curva de Elevação do Nível de Água Correspondente à Maré..... 45
Figura 25 - Variação do Número de Froude ao Longo do Canal Durante Toda Simulação, cada curva corresponde à um intervalo de cálculo..... 47
Figura 26 - Gráfico da Variação da Média do Número de Froude ao Longo do Canal Artificial..... 47
Figura 27 - Gráfico da Variação Desvio Padrão do Número de Froude ao Longo do Canal..... 48
Figura 28 - Variação do Número de Froude ao Longo do Canal Artificial para a Solução 1, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo..... 48
Figura 29 - Gráfico da Média do Número de Froude para a Solução 1..... 49
Figura 30 - Variação do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 1..... 50
Figura 31 - Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 2, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo..... 51
Figura 32 - Gráfico da Média do Número de Froude para a Solução 2..... 51
Figura 33 - Gráfico do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 2..... 52
Figura 34 - Simulação Permanente do Canal Artificial para Vazão de 20 m³/s.... 53

Figura 35 - Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 3, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo..... 53
Figura 36 - Gráfico da Média do Número de Froude para a Solçução 3..... 53
Figura 37 - Gráfico do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 3..... 54
Figura 38 - Passagem da Onda Pelo Canal Artificial na Solução 3..... 55
Figura 39 - Diferenças do Nível d'Água no dia 16 de abril para a Solução 1 e 2... 55
Figura 40 - Diferenças do Nível d'Água no dia 5 de maio para a Solução 1 e 2..... 56
Figura 41 - Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 4, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo..... 57
Figura 42 - Gráfico da Variação da Média do Número de Froude para a Solução 4..... 57
Figura 43 - Variação do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 4... 57
Figura 44 - Variação do Número de Courant ao longo do Canal para a Solução 4, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo..... 58
Figura 45 - Região Utilizada para a Solução Hidrológica..... 59
Figura 46 - Exemplo de Trecho Íngreme Onde Foram Adicionadas Seções Transversais..... 60
Figura 47 - Região do Rio Sirinhaém com Nível D'Água Artificialmente Elevado..... 61
Figura 48 - Região do Rio Sirinhaém com Nível D'Água Corrigido..... 61
Figura 49 - Trecho do Modelo do Rio Sirinhaém Estabilizado..... 62
Figura 50 - Número de Courrant ao longo do Rio Sirinhaém de 25 a 30 de abril (430 simulações), cada curva corresponde a um intervalo de cálculo... 63
Figura 51 - Número de Froude ao Longo do Rio Sirinhaém de 25 a 30 de abril (430 simulações), cada curva corresponde a um intervalo de cálculo... 63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPRH	Agência Estadual do Meio Ambiente
HEC	Hydraulic Engineering Center
HMS	Hydrologic Modeling System
ITEP	Instituto de Tecnologia de Pernambuco
LiDAR	Light Detection and Ranging
RAS	River Analysis System
USACE	United States ArmyCorps of Engineers

LISTA DE SÍMBOLOS

Y	elevação do nível de água
v	velocidade média do escoamento
g	aceleração da gravidade
Fr	número de Froude
Q	vazão
Am	área molhada
n	coeficiente de rugosidade de Manning
So	declividade
Rh	raio hidráulico
q_l	vazão por unidade de comprimento
If	declividade da linha de energia
Io	declividade do fundo do canal
I	hidrograma de entrada
T	vazões tributárias
O	hidrograma de saída
S	volume de reserva de água no canal
Cr	número de Courant
Vw	velocidade da onda de cheia

SUMÁRIO

1	**INTRODUÇÃO**	13
1.1	**Justificativa e Motivação**	14
1.2	**Objetivos Gerais e Específicos**	14
2	**REVISÃO DA LITERATURA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**	15
2.1	**Fundamentos Básicos de Escoamento em Canais Abertos**	16
2.2	**Escoamento Uniforme e Escoamento Transitório**	19
2.3	**Simulação Hidrodinâmica no HEC-RAS**	22
2.3.1	Simulação em Escoamento Transitório no HEC-RAS	23
2.3.2	Instabilidade Numérica no HEC-RAS para Escoamentos Transitórios	24
2.4	**Instabilidade Numérica Causada pela Elevada Declividade**	25
2.5	**Soluções Adotadas para Instabilidade Numérica Causada pela Elevada Declividade**	27
3	**MATERIAIS E MÉTODOS**	28
3.1	**Modelo Artificial**	28
3.1.1	Modelo Artificial: Dados Físicos	29
3.1.2	Dados Hidrológicos	30
3.2	**Soluções Adotadas**	31
3.2.1	Modificação do Coeficiente de Manning	31
3.2.2	Canal Piloto	32
3.2.3	Método Modificado de Puls	34
3.2.4	Modificação do Tempo de Cálculo	36
3.3	**Comparação das Soluções Adotadas**	37
3.4	**Caracterização da Região: Bacia do Rio Sirinhaém**	38
3.4.1	Localização e Hidrografia	38
3.4.2	Clima, Relevo e Vegetação	39
3.5	**Modelo Hidrodinâmico**	42
4	**RESULTADOS E DISCUSSÃO**	46
4.1	**Modelo Artificial**	46
4.1.1	Simulação Original	46
4.1.2	Solução 1: Modificação do Coeficiente de Manning	48
4.1.3	Solução 2: Canal Piloto	50
4.1.4	Solução 3: Método Modificado de Puls	52
4.1.5	Solução 4: Modificação do Intervalo de Cálculo	56
4.2	**Modelo do Rio Sirinhaém**	58
5	**CONCLUSÕES**	64
	REFERÊNCIAS	66
	APÊNDICE A – MODELO ARTIFICIAL: DADOS FÍSICOS	68
	APÊNDICE B – MODELO ARTIFICIAL: DADOS HIDROLÓGICOS	74
	APÊNDICE C – DADOS: SOLUÇÃO 1	77
	APÊNDICE D – DADOS: SOLUÇÃO 2	79
	APÊNDICE E – DADOS: SOLUÇÃO 3	81

1 INTRODUÇÃO

Os rios foram elementos fundamentais para o desenvolvimento humano, fornecendo recursos necessários para a nossa sobrevivência. Assim como continuam desempenhando importante função nos dias atuais, porém devido a tamanha importância, os rios foram sendo mais estudados de maneira a entender melhor as suas propriedades e mais detalhadamente. Com o advento e popularização da computação, a utilização de métodos computacionais para realização de cálculo numérico foi evoluindo rapidamente sendo utilizado nos mais diversos ramos da ciência. Logo foram desenvolvidos programas computacionais que realizam grandes quantidades de cálculos rapidamente com o intuito de realizar simulações dos escoamentos nos rios. Tais programas são utilizados para avaliar as diversas propriedades dos rios, tais como velocidade do escoamento, elevação do nível de água, transporte de sedimentos, entre outros. Essas informações são extremamente importantes, pois garantem maior segurança nos diversos projetos que são direta ou indiretamente influenciados pelos efeitos dos rios ou canais artificiais tais como: barragens, pontes, diques e sistemas de drenagem (BRUNNER, 2016).

Atualmente existe uma gama de programas computacionais que realizam tais simulações de escoamento em rios, conhecidas como simulações hidrodinâmicas. Dentre tais programas, o Hydrologic Engineering Center – River Analysis System (HEC-RAS) (BRUNNER, 2016) é de grande destaque nos Estados Unidos, fundado pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) e foi escolhido como objeto principal de estudo deste trabalho.

O HEC-RAS é muito popular devido a sua função de modelagem hidrodinâmica unidimensional, onde é capaz de simular escoamentos em regime permanente e transitório em canais naturais e artificiais, resolvendo as equações básicas de dinâmica dos fluidos. Esse software é uma ferramenta muito poderosa, porém, como qualquer modelo o HEC-RAS possui limitações. Alguns casos podem trazer problemas na simulação hidrodinâmica, que resulta em uma simulação incorreta do escoamento estudado. Esses problemas são conhecidos como instabilidade numérica do modelo e fazem parte de qualquer simulação, principalmente as mais complexas.

Durante estudos para simulação de canais naturais foi observado que para bacias que possuem elevada declividade e baixa profundidade do nível de água a simulação

unidimensional para escoamentos transitórios apresenta problemas de instabilidade numérica (SANTOS, 2013; SHARKEY, 2014; BRUNNER, 2016). Essa implicação do software faz com que se torne bastante trabalhoso obter um modelo confiável para canais que possuam características que resultem em instabilidade numérica.

Este estudo analisou diferentes soluções para os problemas de instabilidade do modelo unidimensional do HEC-RAS causado pela elevada declividade do canal em simulações em escoamento transitório, realizando um estudo de caso no Rio Sirinhaém. A bacia do Rio Sirinhaém está localizada no Estado de Pernambuco e possui muitos trechos com grande declividade, servindo perfeitamente para o estudo.

1.1 Justificativa e Motivação

Com o crescimento da disponibilidade e confiabilidade de dados físicos e hidrológicos, devido ao desenvolvimento tecnológico (radares, satélites, drones, etc.) a utilização de programas para modelagem hidrodinâmica ganha cada vez mais importância nos estudos de dinâmica fluvial. Sendo utilizado para diversos propósitos, tais como estimar o transporte de poluentes em corpos d'água, estimar os níveis d'água decorrente de grandes cheias ou estiagens, determinar o nível de erosão, projetos de canais de drenagem urbana, entre outros, torna-se ferramenta importante para o planejamento urbano.

Porém esses programas são complexos e requerem experiências de muitos usuários para o aperfeiçoamento do uso do mesmo. Projetos realizados recentemente apresentaram os problemas envolvidos com a modelagem hidrodinâmica de bacias com elevada declividade (SILVA, 2015; SANTOS, 2013; DANTAS, 2012), expondo a importância do problema, consequentemente se tornando um tema relevante a ser estudado.

1.2 Objetivos Gerais e Específicos

O objetivo geral do trabalho é analisar diferentes soluções, individualmente, para o problema de instabilidade numérica do modelo hidrodinâmico em escoamento transitório do software HEC-RAS para a bacia do rio Sirinhaém, que apresenta característica de elevada declividade. As soluções estudadas utilizam funções próprias do HEC-RAS. Os objetivos específicos do estudo visam:

- Analisar o modelo hidrodinâmico HEC-RAS no Rio Sirinhaém para verificar a existência de problemas de instabilidades;

- Criar um modelo hidrodinâmico artificial, com geometria mais simples para análise do problema de instabilidade de canais com elevada declividade;
- Analisar os efeitos de 4 ferramentas diferentes utilizadas individualmente como soluções para instabilidade numérica no modelo hidrodinâmico mais simples, e quantificar os efeitos individuais das soluções;
- Aplicar o conhecimento obtido no modelo artificial para estabilizar o modelo do Rio Sirinhaém.

2 REVISÃO DA LITERATURA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Simulação hidrodinâmica de rios é um assunto que possui grande complexidade; a necessidade de entendimento aprofundado do tema depende da necessidade de cada trabalho. Neste capítulo serão apresentados os assuntos necessários para que se possa ter o mínimo conhecimento necessário para o entendimento do projeto realizado.

2.1 Fundamentos Básicos de Escoamento em Canais Abertos

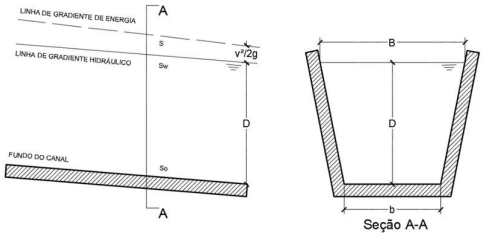
Quando a água flui em qualquer tipo de canal com a superfície líquida exposta ao ar livre esse escoamento é classificado como escoamento livre ou escoamento em canal aberto. O escoamento livre é muito comum, podendo ser encontrado em projetos de coletores de esgoto sanitário, galerias e canais de drenagem urbana, canais de irrigação, escoamento em rios, entre outros, sendo, portanto de elevada importância para a engenharia civil. A Figura 1 mostra um trecho de um dos canais da Transposição do Rio São Francisco.

Figura 1. Canal de Transposição do Rio São Francisco.

Fonte: Caldeira (2018).

Diferentemente do escoamento forçado (encontrado em tubulações de água por exemplo) o escoamento livre possui uma superfície livre, o que garante que nos pontos pertencentes a superfície livre a pressão é igual a pressão atmosférica, logo podemos dizer que a superfície livre do escoamento em questão, longitudinalmente, coincide com a linha do gradiente hidráulico. Um trecho característico de escoamento livre é indicado na Figura 2.

Figura 2. Características do escoamento livre em um canal trapezoidal



Fonte: Autor (2018).

A linha de energia estará acima da linha de gradiente hidráulico, e a distância entre as linhas para cada ponto do escoamento será igual a carga cinética do escoamento (aproximadamente). A perda de energia (carga) geralmente é considerada como a queda da linha de energia, ou em outras palavras a perda de energia pode ser considerada como a declividade da linha de energia. Para compreender o escoamento livre é necessário conhecer algumas propriedades básicas:

- *Declividade do Fundo do Canal*: desnível vertical dividido pelo comprimento horizontal do fundo do canal;
- *Profundidade do Escoamento*: é a distância vertical da superfície do escoamento até o fundo do canal;
- *Perímetro Molhado*: é o comprimento ao longo da seção transversal do canal, que está em contato direto com a água;
- *Área Molhada*: é a área de seção transversal do canal que possui água;
- *Raio Hidráulico:* é a razão entre a área molhada e o perímetro molhado.

A água, ao escoar em um canal após uma variação inicial mantém uma profundidade constante (para uma mesma vazão) chamada de profundidade normal. A água é empurrada por seu próprio peso, porém as forças de atrito do leito e das margens igualam o peso criando um equilíbrio de forças que resulta em uma velocidade constante (por isso a profundidade normal).

A energia total acima do fundo do canal é conhecida como energia específica do escoamento e pode ser calculada pela equação 1 mostrada abaixo (PORTO, 2006):

$$E = Z + Y + v^2/2 * g \qquad (1)$$

Onde:

$E = Energia\ total, m;$

$Z = Cota\ do\ fundo\ do\ canal, m;$

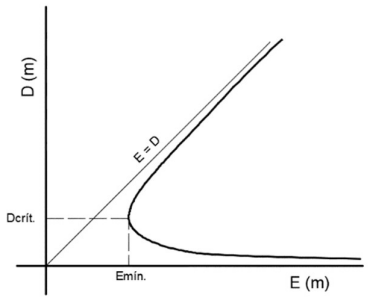
$Y = Profundidade\ Normal, m;$

$v = Velocidade\ do\ Escoamento, m/s;$

$g = Aceleração\ da\ Gravidade, m/s^2.$

Ao analisar a equação 1, podemos obter um gráfico de profundidade normal e energia do escoamento (para uma mesma vazão), esse gráfico é muito importante para o estudo de escoamento em canais abertos (Figura 3). Esse gráfico é conhecido como o diagrama de energia específica.

Figura 3. Diagrama de Energia Específica.



Fonte: Autor (2018).

Observando o diagrama de energia específica é possível verificar que para o ponto mais à esquerda do diagrama têm-se o valor mínimo de energia e apenas um valor de profundidade do nível de água. Esse valor é chamado de profundidade crítica. Entretanto para qualquer outro valor de energia específica, existem dois valores de profundidade do escoamento.

Entende-se que um escoamento possui uma energia (e um valor de profundidade normal e velocidade do escoamento) e que para essa mesma energia é possível que o escoamento tenha características diferentes (outra profundidade normal e outra velocidade de escoamento e outras propriedades). Logo, de acordo com as características do escoamento ele pode ser classificado em: escoamento subcrítico, crítico ou supercrítico. Se a profundidade normal for superior a profundidade crítica, têm-se escoamento subcrítico e caso a profundidade normal for inferior a profundidade crítica têm-se escoamento supercrítico (GRIBBIN, 2014).

Um escoamento subcrítico significa dizer que há pouca velocidade e o que predomina no escoamento é a profundidade do nível d'água (energia potencial), já no escoamento supercrítico acontece o inverso, o que predomina é a velocidade (energia cinética). A Figura 4 mostra uma transição entre os escoamentos subcrítico e supercrítico para um canal genérico.

Um parâmetro é comumente utilizado para determinar se um escoamento é crítico, subcrítico ou supercrítico. Esse parâmetro é o Número de Froude, um número adimensional que é dado por (GRIBBIN, 2014):

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * Y}} \qquad (2)$$

Onde:

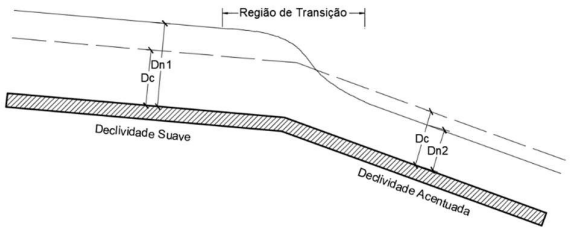
$Fr = Número\ de\ Froude;$

$v = Velocidade\ do\ Escoamento, m/s;$

$g = Aceleração\ da\ Gravidade, m/s^2;$

$Y = Profundidade\ do\ Escoamento, m;$

Figura 4. Transições do Escoamento Subcrítico, Crítico e Supercrítico.



Fonte: Autor (2018).

2.2 Escoamento Uniforme e Escoamento Transitório

Os escoamentos podem ser classificados em diferentes grupos, podendo ser: laminar ou turbulento, uniforme ou variável, estacionário ou não estacionário (transitório) e crítico, subcrítico ou supercrítico (PORTO, 2006).

Escoamento uniforme é um dos casos mais estudados na engenharia pela sua simplicidade e boa aproximação com a realidade para certos casos. O escoamento uniforme é muito importante pois é a partir dele que é calculada a equação fundamental dos escoamentos em canais (PORTO, 2006).

Em um escoamento considerado uniforme, uma vazão constante escoa em um canal com declividade constante, resultando em uma profundidade aproximadamente paralela ao fundo do

canal. Essa condição é muito comum para tubos (ou galerias) extensas transportando vazões constantes ou que podem ser consideradas constantes para simplificações de cálculo.

Muitas equações foram desenvolvidas para o estudo de escoamento uniforme. Das várias fórmulas desenvolvidas, a mais comumente utilizada é a equação de Manning (GRIBBIN, 2014).

$$Q = \frac{Am}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * So^{1/2} \qquad (3)$$

Onde:

$Q = Vazão, m^3/s$;

$Am = Área\ molhada, m^2$;

$n = Rugosidade\ de\ Manning$;

$Rh = Raio\ Hidráulico, m$;

$So = Declividade\ do\ Leito, m/m$;

Essa equação foi muito utilizada para determinar a velocidade de um escoamento livre: sabendo-se a elevação do nível de água, a seção transversal do canal, o material utilizado nas margens e no leito e utilizando o princípio da conservação de massa, é possível calcular a velocidade do escoamento através da fórmula de Manning. O coeficiente de rugosidade é um valor empírico que descreve a aspereza do revestimento do canal (GRIBBIN, 2014).

Para os casos mais simples dos escoamentos livres, são utilizados os fundamentos do escoamento permanente (uniforme ou gradualmente variado), como escoamento em coletores de esgoto, galerias de drenagem urbana, entre outros. Porém, na prática há situações onde o escoamento acontece de maneira não uniforme e variada e que não pode ser simplificado, como no estudo de transferência de ondas de cheia em canais, rompimento de barragens, variações do escoamento causadas por ligamento ou desligamento de bombas, entre outros (PORTO, 2006).

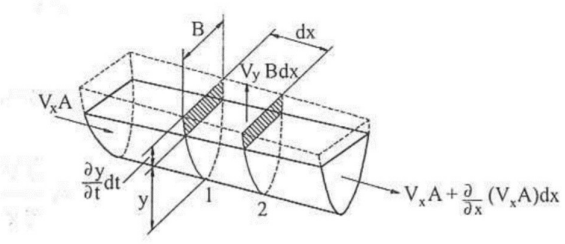
O Escoamento transitório acontece quando as propriedades do próprio escoamento variam no tempo e no espaço (profundidade do nível de água, vazão, velocidade, e outras propriedades). As equações que regem o escoamento transitório são as equações de conservação de massa e quantidade de movimento, também conhecidas como Equações de Saint-Venant.

O desenvolvimento das equações que regem o escoamento transitório é muito complexo, e não faz parte do interesse desse trabalho o estudo desse desenvolvimento, logo

serão apenas apresentadas as formas finais de equação da continuidade e da quantidade de movimento.

A equação da continuidade para um volume de controle elementar mostrado abaixo indica que a vazão em massa na superfície de controle é igual à diminuição por unidade de tempo da massa no interior do volume de controle (PORTO, 2006). A Figura 5 mostra o volume de controle:

Figura 5. Volume de Controle Elementar.



Fonte: Porto (2006).

$$\partial Q/\partial x + \partial A/\partial t \pm q_l = 0 \qquad (4)$$

Onde:

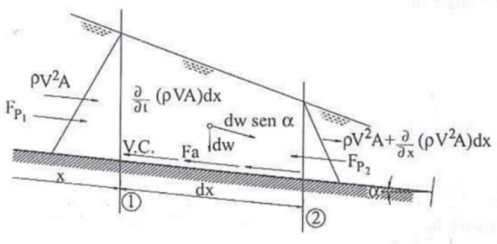
$Q = Vazão\ do\ Escoamento$;

$A = Área\ Molhada$;

$q_l = Vazão\ (por\ unidade\ de\ comprimento)\ nas\ margens$;

De acordo com Porto (2006), a equação da quantidade de movimento que descreve o escoamento transitório diz que o somatório da quantidade de forças que atuam em um fluido em um volume de controle é igual ao fluxo por unidade de tempo da quantidade de movimento através da superfície de controle mais a variação por unidade de comprimento da massa do interior do volume de controle, como indicado na Figura 6.

Figura 6. Volume de Controle.



Fonte: Porto (2006).

A equação da dinâmica pode ser dada em sua forma final (PORTO, 2006):

$$S_f = S_o - {}^{\partial y}/_{\partial x} - {}^{V}/_{g} * {}^{\partial V}/_{\partial x} - {}^{1}/_{g} * {}^{\partial V}/_{\partial t} \qquad (5)$$

Onde:

$Sf = Declividade\ da\ Linha\ de\ Energia;$

$S_o = Declividade\ do\ Fundo;$

$V = Velocidade\ Média\ do\ Escoamento;$

$g = Aceleração\ da\ Gravidade;$

As equações diferenciais parciais (4) e (5) são conhecidas como as Equações de Saint-Venant e são utilizadas para descrever o escoamento não permanente em canais, admitindo algumas hipóteses:

- Escoamento unidimensional;
- Distribuição de pressão hidrostática;
- Canal de baixa declividade;
- Fluido incompressível;
- Perda de carga sendo calculada pelo regime permanente e uniforme;
- Desprezam-se efeitos de aceleração vertical;

A resolução analítica dessas equações é muito complexa, e de difícil execução (apenas em casos muito específicos), porém existem técnicas numéricas para solução das mesmas (PORTO, 2006). As soluções numéricas mais comumente utilizadas são o método das diferenças finitas, método das características e o método dos elementos finitos (COSTA, 2013).

2.3 Simulação Hidrodinâmica no HEC-RAS

O River Analysis System (Sistemas de Análise de Rios), mais conhecido como HEC-RAS é um software de modelagem hidrodinâmica criado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) como um dos projetos de Engenharia Hidrológica. Devido a suas capacidades e por ser um software livre ganhou grande base de usuários no mundo, sendo muito utilizado nos Estados Unidos.

O HEC-RAS possui como funcionalidades básicas a simulação unidimensional para escoamentos uniformes, simulação uni e bidimensional para escoamentos transitórios, simulações de transporte de sedimentos para escoamentos “quase” transitórios ou totalmente

transitórios além de análise de qualidade da água, essas simulações funcionam para uma rede de canais (BRUNNER, 2016). Além dessas funcionalidades, o software possui diversos recursos hidráulicos que podem ser adicionados a simulação, tais como estações de bombeamento, barragens, diques, pontes entre outros.

A utilização de modelos hidrodinâmicos possui as mais variadas finalidades, estudo para simulação de grandes eventos de cheia com intuito de estimação dos níveis de água, simulação de longos períodos para determinação de níveis de cheia e seca, utilização do modelo para determinação de erosão nas margens de canais naturais, efeitos de elevação ou rebaixamento do nível d'água decorrente de obras realizadas nas planícies de inundação, entre outros. A literatura está repleta de diferentes estudos de casos que estudam as mais diversas propostas.

Silva (2015) estudou a integração dos modelos hidráulico-hidrológico para previsão de cheias na bacia do Rio Una, localizado na Mata Sul do Estado de Pernambuco, em que foram utilizados dados de um modelo meteorológico para entrada no modelo hidrológico HEC-HMS e a partir daí foi utilizado o resultado desse modelo como entrada no modelo hidrodinâmico HEC-RAS para produzir as variações dos níveis d'água e com isso construir uma ferramenta para ajuda na previsão de enchentes.

Santillan et al. (2012) fizeram um estudo hidrodinâmico utilizando o modelo HEC-RAS para simulação das planícies de alagamento para o Rio Marikina nas Filipinas, com o intuito de criar um mapa para ajudar a população a se prevenir em casos de chuvas fortes.

Horritt & Bates, (2002) fizeram um comparativo entre modelos unidimensionais e bidimensionais (HEC-RAS, LISFLOOD-FP e TELEMAC-2D) para avaliar a capacidade de previsão de inundações no Rio Severn no Reino Unido.

Fan, Ko, & Wang (2009) utilizaram uma combinação entre o modelo hidrodinâmico HEC-RAS e o modelo Qual2K (simulação da equação de Streeter-Phelps) para simulação dos efeitos de maré na qualidade da água em um rio no norte de Taiwan, onde o HEC-RAS foi utilizado como ferramenta para o cálculo de constantes hidráulicas de reaeração atmosférica e o nível de água, que eram parâmetros necessários para os cálculos dos indicadores de qualidade da água, através do Qual2K.

2.3.1 Simulação em Escoamento Transitório no HEC-RAS

O HEC-RAS possui capacidade de simular escoamentos transitórios unidimensionais, bidimensionais e uni e bidimensionais em conjunto (nas versões mais recentes). De acordo com

Brunner (2016) o método de cálculo utilizado pelo HEC-RAS para escoamentos transitórios foi baseado no modelo UNET desenvolvido por Barkau (2001).

O HEC-RAS utiliza um esquema de diferenças finitas implícitas, chamado de esquema implícito de quatro pontos para resolver as equações diferenciais que regem a hidrodinâmica de escoamentos transitórios (BARKAU, 2001). É importante notar que o HEC-RAS foi primeiramente criado para resolução de escoamentos subcríticos (BRUNNER, 2016).

Para criar e executar um modelo no HEC-RAS são necessários 4 passos básicos:

- Entrada de dados geométricos: dados de seção geométrica do rio, informações sobre as estruturas hidráulicas, mapas, etc. Geralmente, essa etapa é realizada com o auxílio de programas de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) utilizando dados de satélite, LiDAR, entre outros;
- Entrada com os dados hidrológicos: são inseridas as vazões, hidrogramas e condições de contorno. As informações vão depender de qual simulação será realizada;
- Executar a simulação hidrodinâmica;
- Verificar os resultados obtidos;

Esses são os passos básicos necessários para a execução de uma simulação qualquer, porém a simulação para escoamentos transitórios é mais complexa e necessita de mais informações (hidráulico-hidrológicas) e necessita da execução de duas etapas importantes a mais:

- Calibração do modelo: na calibração são realizados ajustes em parâmetros (geralmente parâmetros hidráulicos) para que o modelo simule o escoamento nos rios o mais próximo possível das condições reais;
- Verificação da estabilidade e sensitividade: geralmente simulações de escoamentos transitórios, por serem mais complexos, possuem problemas de instabilidade do modelo;

2.3.2 Instabilidade Numérica no HEC-RAS para Escoamentos Transitórios

As simulações de modelos de escoamentos transitórios são mais complexas pois envolvem uma gama de soluções numéricas, logo é comum encontrar problemas de cálculo nas simulações. Esses problemas de cálculo são conhecidos como instabilidades numéricas.

Instabilidade numérica em simulações hidrodinâmicas pode ser entendida como erros associados a diversos processos de cálculo de resolução dos sistemas de equações. Quando há muitas equações para resolução no tempo (muitos intervalos de tempo) e no espaço (muitos locais), tais erros se acumulam prejudicando os resultados da simulação (TUCCI, 2017). Devido a essas considerações básicas, simulações de sistemas complexos são mais propensos a erros de instabilidade numérica.

O software HEC-RAS apesar de ser amplamente utilizado e validado mundialmente, apresenta diversos casos onde se encontram problemas de instabilidade. Sharkey (2014) e Brunner (2016) agruparam causas comuns de instabilidade no modelo HEC-RAS: espaçamentos das seções transversais, tempo de cálculo, estruturas laterais, elevada declividade, pontes, opções de cálculo e tolerância, coeficientes de cálculo, condições iniciais e o coeficiente de rugosidade de Manning. Quanto mais complexo for a simulação, maior é a probabilidade de encontrar problemas de instabilidade numérica.

Dantas (2012) fez uma simulação hidrodinâmica da bacia do Rio Una, com intuito de utilizar dados de mapeamento a laser como fonte dos dados geométricos para produzir um modelo de confiança para poder ser utilizado como ferramenta de proteção contra cheias. Nesse caso o autor também enfrentou problemas de instabilidades causados nas situações de baixo escoamento (baixo nível de água).

Batista (2015) realizou um estudo sobre indicadores de risco de inundação para o município de Cabo de Santo Agostinho, e nesse estudo foi utilizado um modelo hidrodinâmico não permanente (transitório) do HEC-RAS. Também foram encontrados problemas de instabilidade numérica.

A estabilidade numérica faz parte de todo modelo hidrodinâmico, sendo uma parte fundamental da execução do mesmo. A depender da complexidade do modelo ou da simulação que se queira realizar serão encontrados problemas causados por diferentes motivos, logo a estabilização de modelos hidrodinâmicos pode ser uma tarefa muito trabalhosa.

2.4 Instabilidade Numérica Causada pela Elevada Declividade

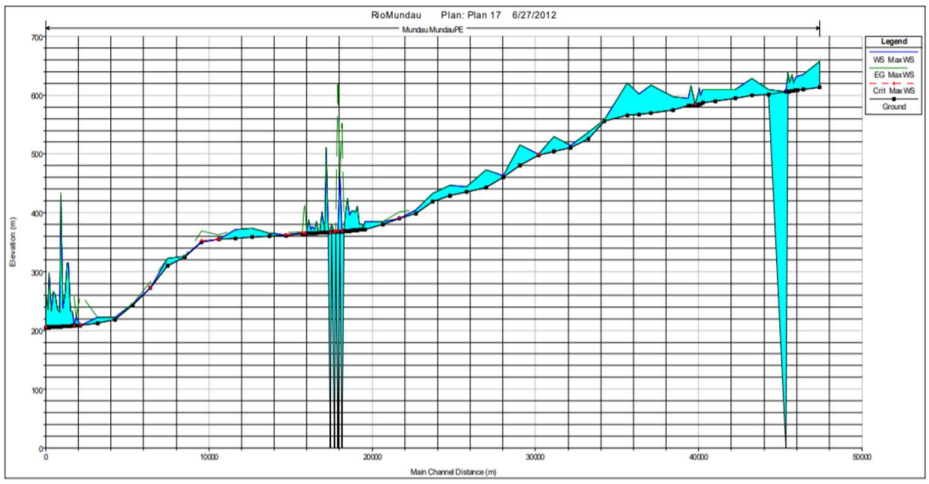
Segundo Brunner (2016), velocidades elevadas e mudanças bruscas na elevação do nível de água são mais difíceis de modelar, pois à medida que o número de Froude se aproxima de 1 (declividade crítica) os termos inerciais das derivadas da equação de Saint Venant tendem a causar instabilidade numérica.

Se o programa for executado com sua função principal (para escoamento subcrítico) e a simulação entrar em escoamento crítico o programa irá superestimar a elevação do nível de água na seção transversal a montante e provavelmente subestimar a elevação na próxima seção a jusante, criando uma grande variação na elevação do nível de água e consequentemente nas propriedades do escoamento, resultando em problemas de instabilidade numérica (BRUNNER, 2016).

A dificuldade de se modelar rios com elevada declividade, é bastante conhecida pelos usuários do HEC-RAS, tanto que é considerada como uma limitação do software. Assim como também a dificuldade de se modelar córregos com baixa lâmina de água, o que pode ser causado pela elevada declividade.

Santos (2013) realizou um estudo utilizando a modelagem unidimensional do HEC-RAS para simulação e estudo de propagação e controle de cheias na bacia do Rio Mundaú, localizada no Estado de Pernambuco. Uma característica importante da bacia é sua elevada declividade que foi o principal agente criador de instabilidades para a simulação, como mostra a Figura 7. O problema de instabilidade numérica no HEC-RAS para simulações em escoamentos transitórios foi escolhido como tema de estudo deste trabalho. Neste estudo, diversas soluções foram adotadas para tentar minimizar os problemas de instabilidade numérica.

Figura 7.Exemplo de Instabilidades Numéricas em uma Simulação no HEC-RAS.



Fonte: Santos (2013).

Silva (2015) ao realizar a modelagem hidrodinâmica em regime transitório da bacia do Rio Una utilizando o HEC-RAS, encontrou problemas de instabilidade numérica devido a

elevada declividade encontrada no médio curso do Rio Una. Sharkey (2014) executou a estabilização de 2 trechos do Rio Tennessee, utilizando o HEC-RAS e encontrou vários problemas de instabilidade numérica devido à grande complexidade do sistema, e desses problemas a elevada declividade foi uma das razões que causou instabilidades.

2.5 Soluções Adotadas para Instabilidade Numérica Causada pela Elevada Declividade

Existem diversas maneiras de combater os problemas de instabilidade numérica, que vão desde modificar o coeficiente de rugosidade (coeficiente de Manning), até modificar parâmetros de cálculo. Tendo em vista que as instabilidades são causadas pela elevada declividade que faz com o que o software não consiga executar satisfatoriamente os cálculos da simulação, logo as soluções devem fazer com que o escoamento reduza sua velocidade (consequentemente reduza o valor do Número de Froude) e aumente o nível de água (BRUNNER, 2016).

Santos (2013) realizou várias tentativas utilizando uma série de recursos para estabilizar o modelo. Primeiro tentou-se apenas modificar o coeficiente de rugosidade, depois foi utilizado também uma solução hidrológica que é uma funcionalidade do HEC-RAS. Já Silva (2015) utilizou soluções hidrológicas para adicionar vazões nos trechos que apresentavam problemas de instabilidade. Sharkey (2014) utilizou um fluxograma com diferentes soluções para estabilizar os trechos modelados, adicionando vazões, modificando espaçamento de seções, adicionando canais piloto, entre outros. Já Batista (2015) que realizou um estudo sobre indicadores de inundação na cidade do Cabo de Santo Agostinho encontrou problemas de instabilidade numérica na modelagem do Rio Pirapama em regime transitório, e tentou métodos diferentes para a solução desses problemas, tais como a modificação do coeficiente de rugosidade e a modificação do espaçamento entre as seções, porém nenhum deles mostrou bons resultados, e a solução final foi a utilização da simulação em regime permanente.

Tendo em vista a existência de diferentes artifícios para combater instabilidades este estudo foi focado apenas nas soluções mais práticas e simples: modificar o coeficiente de Manning, utilização do Método Modificado de Puls (solução hidrológica), adição de um Canal Piloto e a modificação do tempo de cálculo.

Porém, apesar de existir ferramentas para minimizar a instabilidade, não existe uma metodologia para realizar a estabilização do modelo, atualmente o que é feito é tentar as diferentes alternativas e verificar qual a alternativa que resolve os problemas de instabilidade

sem causar grandes modificações no modelo. Logo, para cada solução estudada neste trabalho foram analisados individualmente os efeitos causados na simulação, de maneira que se possa ter uma visão mais objetiva sobre a utilização de cada solução para que nos próximos estudos a serem realizados seja possível estabilizar o modelo mais rapidamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo tem a finalidade de esclarecer todos os procedimentos necessários e os dados utilizados para a realização do projeto. Dividido em 5 partes, o capítulo explica como foi criado um modelo artificial utilizando o HEC-RAS e o porquê da sua criação, assim como a adoção das soluções para a instabilidade numérica e sua comparação. Por fim é feita uma caracterização da área em que foi realizado o estudo de caso e são apresentadas maiores informações sobre o modelo HEC-RAS do Rio Sirinhaém.

3.1 Modelo Artificial

No início do trabalho foi planejado que o estudo comparativo das soluções fosse realizado utilizando um projeto do HEC-RAS do Rio Sirinhaém, pois era um modelo que já estava quase finalizado e que possuía trechos com elevada declividade. Porém, durante o andamento do trabalho foi observado que devido à complexidade geométrica do modelo, não era possível fazer com que o modelo fosse estabilizado utilizando apenas uma solução.

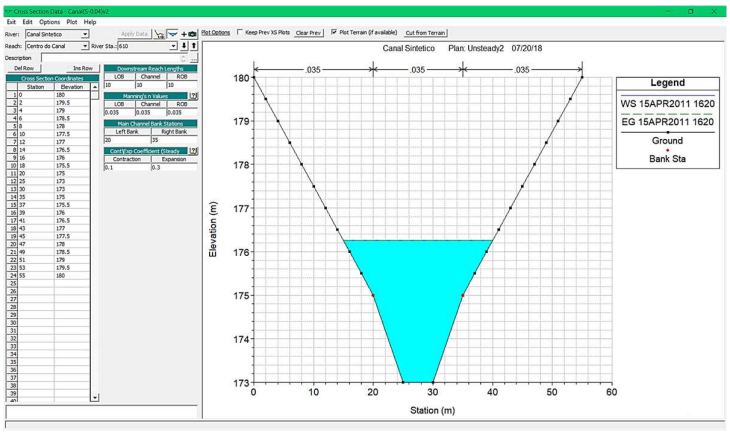
Para conseguir fazer com que o modelo finalizasse os cálculos (fosse estabilizado) foi necessário fazer diversas modificações: mudança de parâmetros, apagar ou adicionar seções transversais, utilizar mais de uma solução em trechos diferentes, entre outros. Todas essas modificações foram realizadas de caráter subjetivo. Devido a subjetividade das modificações e a necessidade de adotar artifícios diferentes, tornou-se inviável realizar comparações entre as soluções, tendo em vista que era necessário estudar os efeitos (quantificá-los) de cada solução separadamente.

Para contornar esse problema buscou-se simplificar o modelo, criando um modelo, artificial, no HEC-RAS, com geometria simplificada onde seriam realizados os estudos para comparar as soluções. Com o auxílio dos resultados obtidos neste novo modelo artificial, seria realizada a estabilização do modelo do Rio Sirinhaém, com mais rapidez.

3.1.1 Modelo Artificial: Dados Físicos

O modelo artificial, nomeado de Canal Artificial consiste de um canal trapezoidal com dimensões de 5 metros na base inferior, 15 metros na sua base superior e 2 metros de profundidade. O Canal Artificial também possui margens em declividade com 20 metros de comprimento para cada margem, como mostra a Figura 8. Essas dimensões foram definidas conforme as dimensões médias de alguns dos trechos em declividade presentes no Rio Sirinhaém. A ideia principal foi de criar um canal artificial de geometria simplificada e que pudesse ter características semelhantes às dos trechos em declividade do Rio Sirinhaém, logo foram feitas análises visuais de alguns dos trechos em declividade, utilizando o modelo do HEC-RAS do Rio Sirinhaém para a obtenção dessas dimensões. As margens foram adicionadas para que durante os períodos de vazão elevada, pudesse haver área disponível para o transbordamento.

Figura 8. Seção Transversal do Canal Artificial.

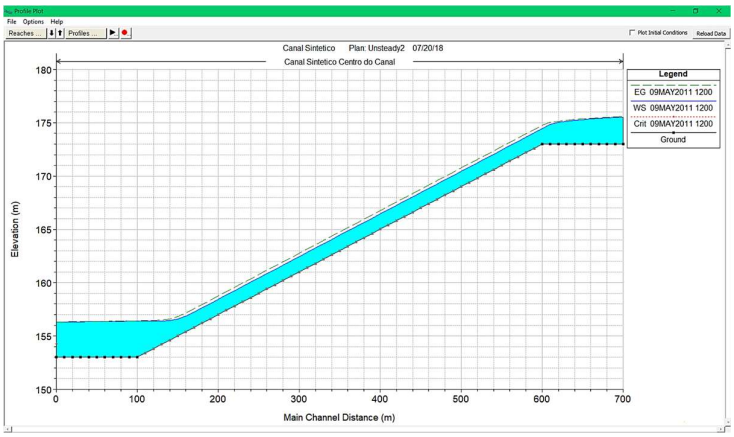


Fonte: Autor (2018).

O canal possui uma extensão total de 700 metros, com 500 metros sendo um trecho em declividade e 100 para cada trecho reto a montante e a jusante do trecho em declividade, como mostra a Figura 9. Como já informado a ideia inicial era de criar um canal com características semelhantes aos trechos em declividade do modelo do Rio Sirinhaém, por isso foram adicionados os trechos retos a montante e a jusante do trecho em declividade.

Para todo o canal foi adotado inicialmente coeficiente de Manning de 0,035. As seções transversais foram adicionadas com espaçamentos de 10 metros para todo o canal. Foi adotado esse valor inicial de coeficiente de Manning, pois esse é um valor próximo aos valores encontrados em Ribeiro Neto (2001).

Figura 9. Perfil Longitudinal do Canal Artificial.



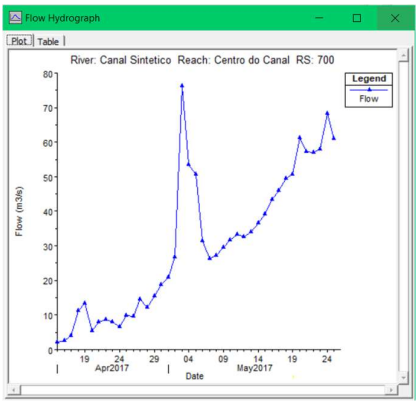
Fonte: Autor. (2018)

Para o trecho em declividade foi calculada a declividade crítica (assumindo toda a seção trapezoidal cheia) e seu valor foi de Sc = 0,035 m/m. Com esse valor de declividade foram realizadas simulações, utilizando os mesmos dados hidrológicos e apenas aumentando a declividade do canal, e foi comprovado o aumento da instabilidade com o aumento da declividade do canal, em que o programa não conseguiu finalizar a sua simulação quando a declividade foi aumentada para S = 0,04 m/m. Finalmente, foi adotado o valor da declividade para o Canal Artificial de S = 0,04 m/m.

3.1.2 Dados Hidrológicos

Para completar o modelo para que fosse possível realizar a simulação em escoamento transitório foi criado um hidrograma com os dados hidrológicos retirados do modelo do Rio Sirinháem, tendo em vista que a ideia principal da criação do modelo artificial era de que pudesse simular um trecho íngreme (do modelo original) e que as informações obtidas da análise da estabilização desse modelo artificial pudesse ser utilizado no modelo do Rio Sirinhaém. Foi utilizado o hidrograma inicial (adicionado na primeira estação) do Rio Sirinhaém de um evento de 2011, com início em 15 de abril e término em 25 de maio, esses dados já estavam presentes no próprio modelo do Rio Sirinhaém. Esses dados consistem em valores diários de vazão, totalizando 41 dias de simulação. A maior vazão do modelo chega próximo aos 80 m³/s e contém vários trechos de rápida ascendência e recessão, fatores que podem trazer problemas para o modelo. Esse hidrograma foi utilizado como condição de contorno a montante do canal (na seção mais a montante), como mostra na Figura 10.

Figura 10. Hidrograma Utilizado no Modelo do Canal Artificial.



Fonte: Autor (2018).

Também foram criados dados hidrológicos para a simulação permanente, onde foram utilizados 40 perfis com vazões variando de 2 m³/s até 80 m³/s, que serão utilizados para a solução hidrológica. Esses dados são necessários apenas para a utilização na solução hidrológica, que necessita que sejam executadas várias simulações em escoamento permanente utilizando diversos valores de vazões, desde valores baixos até valores elevados para que o programa consiga calcular uma relação necessária para o cálculo do método hidrológico, que será explicado no Item 3.2.3. Para os dados hidrológicos utilizados no escoamento permanente a condição de contorno utilizada foi a declividade para cálculo da profundidade normal, adotada de 0,001 m/m. O intervalo de cálculo adotado inicialmente foi de 12 horas, tendo em vista que se trata de 41 dias de simulação esse foi um bom valor inicial.

3.2 Soluções Adotadas

Com os dados físicos e hidráulico-hidrológicos apresentados no Item 3.1, foram adotadas as soluções uma por uma e analisaram-se os seus efeitos individualmente.

3.2.1 Modificação do Coeficiente de Manning

Modificar artificialmente o coeficiente de rugosidade de Manning é, geralmente, a ferramenta mais utilizada ao tentar estabilizar um sistema no HEC-RAS por ser mais fácil de se realizar as modificações e por ser indicado pelo próprio manual de usuários do software. Ao aumentar a rugosidade de Manning o usuário força a simulação a desacelerar o escoamento e consequentemente aumentar a lâmina de água e reduzir o Número de Froude. Santos (2013) testou diversas combinações de coeficientes para tentar ganhar estabilidade no modelo,

chegando a valores elevados como 0,1, o que estabilizou o modelo, porém não apresentou boa calibração.

Como já dito, a ideia principal de modificar o coeficiente de Manning é de aumentar artificialmente o seu valor para que o escoamento possa ser desacelerado, reduzindo sua velocidade e aumentando a lâmina de água até conseguir realizar a simulação (BRUNNER, 2016). O coeficiente de Manning foi modificado igualmente no trecho em declividade e nos trechos planos, os seus valores foram aumentados pouco a pouco até verificar redução da instabilidade. Logo, tanto para os trechos em declividade quanto para os trechos retos o coeficiente escolhido foi 0,08.

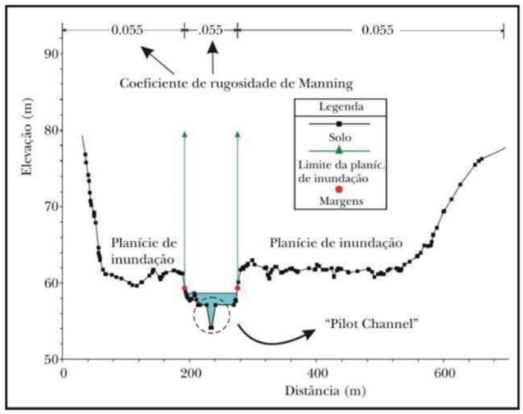
O coeficiente de Manning deve ser artificialmente aumentado com cuidado, pois ele deve ser uma ferramenta para ajudar com a estabilização do modelo, porém não pode modificar drasticamente os seus resultados (elevação do nível de água e outros parâmetros) ao ponto de prejudicar a precisão da simulação, portanto é necessário encontrar um valor intermediário que traga a estabilidade sem perder demasiadamente a precisão, senão resultará em maiores problemas nas etapas de calibração.

3.2.2 Canal Piloto

O canal piloto pode ser entendido como um pequeno canal artificial localizado abaixo do leito do rio que pode ser adicionado ao modelo com as suas propriedades (dimensões, rugosidade de Manninng, declividade e extensão) inseridas pelo próprio usuário. O canal piloto é uma ferramenta do HEC-RAS que foi pensada como uma solução para a simulação de rios com pequena lâmina de água, pois adiciona artificialmente uma profundidade ao leito do rio, aumentando artificialmente a lâmina de água.

Santos (2013) utilizou a ferramenta do canal piloto, pois a sua simulação teve problemas de instabilidade devido ao baixo nível de água. A Figura 11 mostra uma seção transversal de um modelo em que foi adicionado o Canal Piloto em algumas seções, pois os dados de terreno utilizados apresentavam dificuldades em representar o fundo do canal (RIBEIRO NETO et al., 2015).

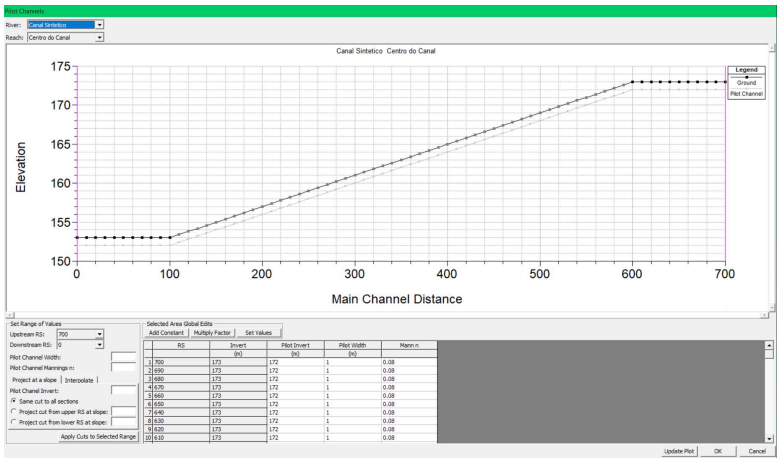
Figura 11. Canal piloto respresentado em uma Seção Transversal.



Fonte: Ribeiro Neto et al. (2015).

O canal piloto foi adicionado para todo o trecho do canal artificial, inicialmente com 0,5 metro de largura e de profundidade. O coeficiente de Manning do canal principal continuou 0,035 (para que fosse possível comparar as soluções), enquanto que o coeficiente de Manning do canal piloto foi escolhido de 0,08 tanto para o trecho em declividade quanto para os trechos retos. A Figura 12 mostra a configuração final do Canal Piloto, com dimensões maiores do que as iniciais, que será explicado nos resultados. Inicialmente foi buscado criar uma seção pequena abaixo do leito do canal de maneira que pudesse acrescentar uma lâmina de água abaixo do leito e que não causasse grandes modificações na simulação original.

Figura 12. Janela para Inserção do Canal Piloto.



Fonte: O Autor.

3.2.3 Método Modificado de Puls

O HEC-RAS oferece a opção de escolher regiões (ou todo o modelo) onde a simulação a ser realizada utilize as equações do Método Modificado de Puls, invés das equações completas de Saint-Venant. Esse é um método de cálculo hidrológico de propagação de cheia e não utiliza as equações básicas da hidrodinâmica. O Método Modificado de Puls se fundamenta na conservação de massa em um rio (STRELKOFF, 1980):

$$I + T - O = {}^{dS}/_{dt} \qquad (6)$$

Onde:

$I = hidrograma\ de\ entrada$;

$T = hidrograma\ tributário$;

$O = hidrograma\ de\ saída$;

$S = volume\ de\ água\ no\ rio\ (ou\ trecho)$;

A propagação de cheia utilizada neste procedimento adota a premissa de que o volume de água presente no rio (ou no trecho do rio) depende apenas do hidrograma de saída, logo a equação 6 pode ser escrita da forma (STRELKOFF, 1980):

$${}^{dS}/_{dO} * {}^{dO}/_{dt} + O = I + T \qquad (7)$$

Onde:

$I = hidrograma\ de\ entrada$;

$T = hidrograma\ tributário$;

$O = hidrograma\ de\ saída$;

$S = volume\ de\ água\ no\ rio\ (ou\ trecho)$;

Portanto, obtendo-se a relação entre a reserva de água e o hidrograma de saída e os valores de entrada (hidrograma de entrada e tributários), consegue-se resolver a equação para calcular o hidrograma de saída, que é o que se busca nesse método.

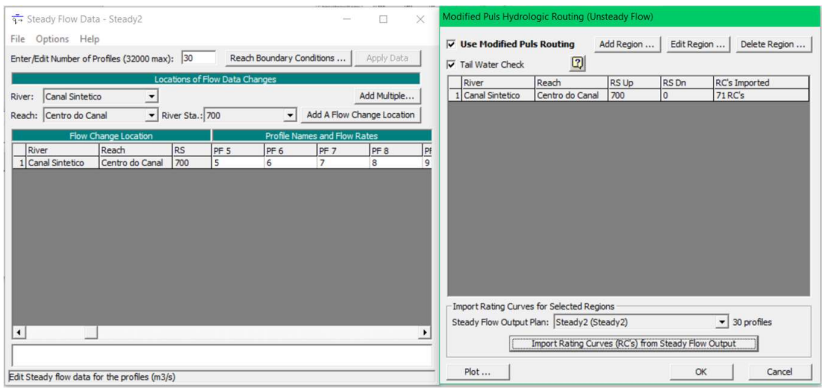
O programa consegue resolver simultaneamente as equações de Saint-Venant e o Método Modificado de Puls, sendo possível utilizar os dois procedimentos em um mesmo modelo. Por utilizar um outro conjunto de equações (solução hidrológica) esse método é indicado para regiões muito instáveis, logo pode ser utilizado para os trechos com grande declividade. Silva (2015) em sua simulação hidrodinâmica do Rio Una encontrou problemas de instabilidade numérica devido a trechos com elevada declividade e utilizou a ferramenta da

solução hidrológica para estabilizar a simulação. Santos (2013) também precisou utilizar o Método Modificado de Puls, como uma das ferramentas para estabilizar a simulação da bacia do Rio Mundaú.

A solução hidrológica foi adotada para todo o canal artificial, tendo em vista que o modelo representa apenas um trecho íngreme, como mostrado na Figura 13. Foram mantidas todas as propriedades do modelo original (tempo de cálculo e coeficiente de Manning). Para a utilização do método modificado de Puls foi necessário realizar uma simulação em escoamento permanente utilizando diversos perfis com vazões variando em uma grande amplitude para que o programa consiga calcular as relações de volume-descarga. Nesse projeto foram utilizados 40 perfis com vazão variando de 2 m³/s até 80 m³/s, como mostrado na Figura 13.

Para essa solução não foi necessário utilizar a ferramenta Tail Water Check, que é uma ferramenta de verificação do nível de água a jusante do fim do trecho que será calculado a solução hidrológica, tendo em vista que a solução foi adotada para todo o canal. Tail Water Check, serve para situações onde a solução hidrológica é utilizada somente em trechos do modelo, pois sua função é verificar se a próxima seção a jusante da última seção em que foi selecionado o Método de Puls possui o nível de água mais elevado, caso isso aconteça essa ferramenta força o método à realizar ajustes para que a essa elevação do nível d'água a jusante da região da solução hidrológica influencie nos cálculos de toda a região selecionada no método (BRUNNER, 2016).

Figura 13. Janelas de perfil para Simulação Permanente e para a Seleção do Método de Puls.



Fonte: Autor (2018).

3.2.4 Modificação do Tempo de Cálculo

O intervalo de cálculo é um dos fatores que podem causar instabilidades nas simulações em escoamento transitório, assim como melhorar a estabilidade do modelo. Valores elevados de intervalo de cálculo podem causam problemas, pois se as propriedades variarem bruscamente dentro de um intervalo de cálculo (resultado de um valor elevado), a simulação se tornará instável (BRUNNER, 2016). Assim como valores muito baixos de intervalo de cálculo também podem causar instabilidades, sendo, portanto necessário escolher um valor intermediário que possa melhorar a estabilidade do modelo.

Diferentemente de outros coeficientes, onde geralmente se tem alguma base de dados para que se possa auxiliar a escolher valores convenientes a serem utilizados, tal como o coeficiente de rugosidade de Manning, escolher um valor como intervalo de cálculo adotado não é tão objetivo.

Uma das maneiras que podem ser utilizadas para ajudar a escolher um valor de intervalo de cálculo adequado é utilizar um valor que satisfaça a Condição de Courant. A Condição de Courant diz que para que um modelo tenha um bom intervalo de cálculo, é necessário que o Número de Courant seja inferior a 1. O Número de Courant é dado por (BRUNNER, 2016):

$$Cr = Vw * \frac{\Delta t}{\Delta x} \qquad (8)$$

Onde:

$Cr = N\acute{u}mero\ de\ Courant$;

$Vw = velocidade\ da\ onda\ de\ cheia$;

$\Delta t = intervalo\ de\ tempo$;

$\Delta x = espaçamento\ médio\ das\ seções\ transversais$;

Ao garantir a Condição de Courant, o usuário estará garantindo que o intervalo de cálculo utilizado seja próximo ao valor do tempo necessário para que a onda de cheia atravesse duas seções transversais, porém em alguns casos para que seja satisfeita essa condição é necessário que o intervalo de cálculo seja muito reduzido podendo prejudicar a praticidade da modelagem, (BRUNNER, 2016).

O HEC-RAS realiza o cálculo do Número de Courant automaticamente, porém é necessário ativar essa função na opção de dados de saída da simulação em escoamento transitório. Após ativar a opção de visualizar o Número de Courant, é preciso realizar iterativamente o processo de ajuste do tempo de cálculo até o valor adequado. O intervalo de

cálculo foi modificado até o valor do Número de Courant para todas as seções transversais do canal possuírem o Número de Courant próximo de 1. Santos (2013) variou o intervalo de cálculo de 1 hora a 6 minutos, pois o intervalo de tempo menor apresentou melhores resultados.

O intervalo de cálculo inicialmente adotado para o modelo artificial foi de 12 horas. Tendo em vista que o hidrograma utilizado era de um evento de 45 dias, 12 horas foi um bom valor inicial. Para verificar se esse valor incialmente adotado necessitava de modificação, foi calculado o Número de Courant e foi verificado se o seu valor estava abaixo de 1. Caso o seu valor ainda não satisfizesse a condição ele seria alterado até garantir que o tempo utilizado satisfizesse a condição de Courant.

3.3 Comparação das Soluções Adotadas

O objetivo principal deste trabalho é de comparar os efeitos de cada ferramenta utilizada para a minimização das instabilidades. Durante a utilização de um modelo do Rio Sirinhaém foi observado que durante os eventos de instabilidades o Número de Froude apresentava grandes variações podendo chegar a zero quando a simulação não conseguia ser finalizada como também podia chegar a valores muito elevados a depender do grau da instabilidade. Devido a esta característica, o Número de Froude foi utilizado como parâmetro para quantificar o efeito de estabilização da simulação para cada solução.

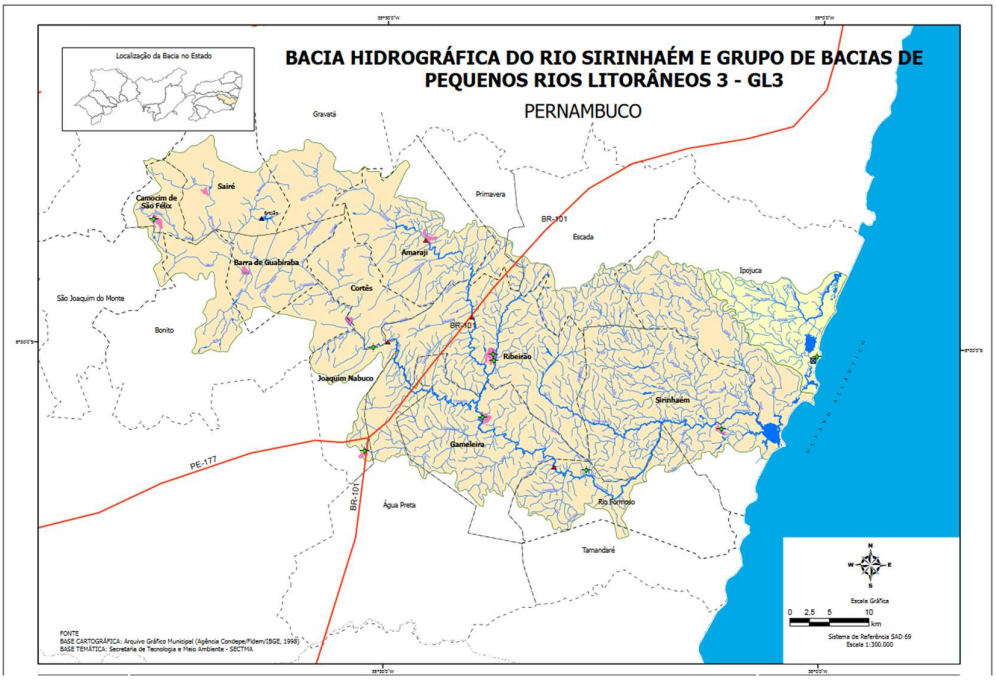
Tendo em vista que a instabilidade numérica resulta em grandes variações no Número de Froude, para cada solução adotada foi calculada a média e o desvio padrão do Número de Froude para cada seção transversal do modelo. A média foi escolhida pois se o modelo possuir instabilidades, em algumas estações a média do Número de Froude estará destoante das estações próximas, e a medida que esse modelo ganhar estabilidade essa variação (representada pela média) será menor. Entretanto, em algumas situações as soluções adotadas podem reduzir as instabilidades e mesmo utilizando a média fica difícil determinar qual solução utilizada retornou o melhor resultado, logo também foi calculado o desvio padrão para auxiliar a comparar as soluções.

3.4 Caracterização da Região: Bacia do Rio Sirinhaém

3.4.1 Localização e Hidrografia

A bacia do Rio Sirinhaém está localizada no Estado de Pernambuco entre as latitudes sul 08° 16’ 05” e 08° 44’ 50” e entre as longitudes oeste 35º 01’ 00” e 35º 47’ 58”, correspondendo a Unidade de Planejamento Hídrico UP4 (APAC, 2018). A bacia do Rio Sirinhaém faz fronteira ao norte com a bacia do Rio Ipojuca e o grupo de bacias de pequenos rios litorâneos 3, ao sul com a bacia do Rio Una e o grupo de bacias de pequenos rios 4, como mostra a Figura 14. Parte do grupo de bacias de pequenos rios litorâneos, situada à leste do Oceano Atlântico, e se encontra entre as mesorregiões do Litoral, Zona da Mata e Agreste Pernambucano.

Figura 14. Bacia do Rio Sirinhaém.



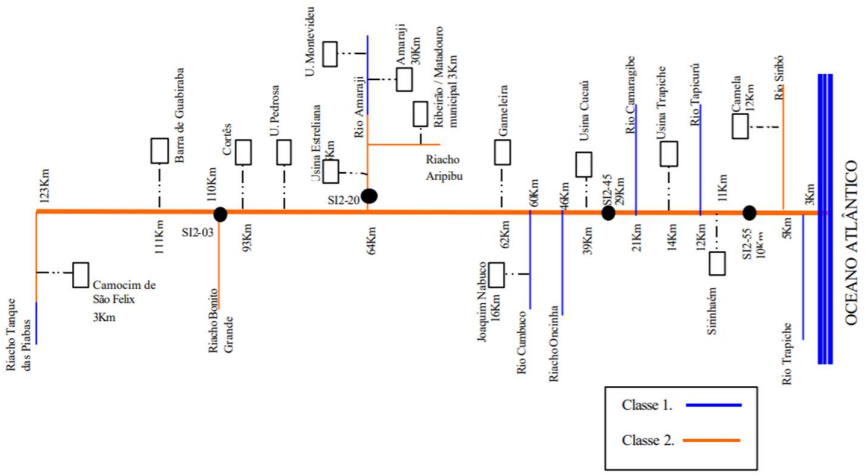
Fonte: ITEP (2011).

O Rio Sirinhaém, que é o principal curso d’água da sua bacia, nasce no município de Camocim de São Félix a partir da confluência dos Riachos do Cumbe e das Antas. Possui aproximadamente 158 km de extensão, seguindo no sentido noroeste sudeste até o encontro com o Oceano Atlântico. Sua bacia compreende 19 municípios, onde apenas 2 municípios estão completamente inseridos na bacia, possuindo uma área total aproximada de 2091 km².

A partir de sua nascente toma direção sul, partindo então para a direção noroeste-sudeste, de onde começa seu regime perene até a desaguar no Oceano Atlântico. Os principais trechos da bacia também são perenes. A vazão específica média da bacia não é muito elevada devido à grande variação de precipitação entre as regiões da bacia e devido a uma boa definição dos períodos de chuva e estiagem.

Os principais afluentes na margem esquerda do Rio Sirinhaém são: Riacho do Sangue e os Rios Amaraji, Camaragibe, Tapiruçú e Sibiró; já os principais afluentes na sua margem direita são: Tanques das Piabas, Riacho Bonito Grande, Rio Cumbuco, Riacho Oncinha e o Rio Trapiche. Dos seus afluentes, o principal é o Rio Amaraji, que nasce no município de Gravatá e drena águas dos municípios de Amaraji, Gravatá, Gameleira e Ribeirão. A Figura 15 mostra o diagrama unifilar do Rio Sirinhaém.

Figura 15. Diagrama Unifilar do Rio Sirinhaém.



Fonte: CPRH (2018).

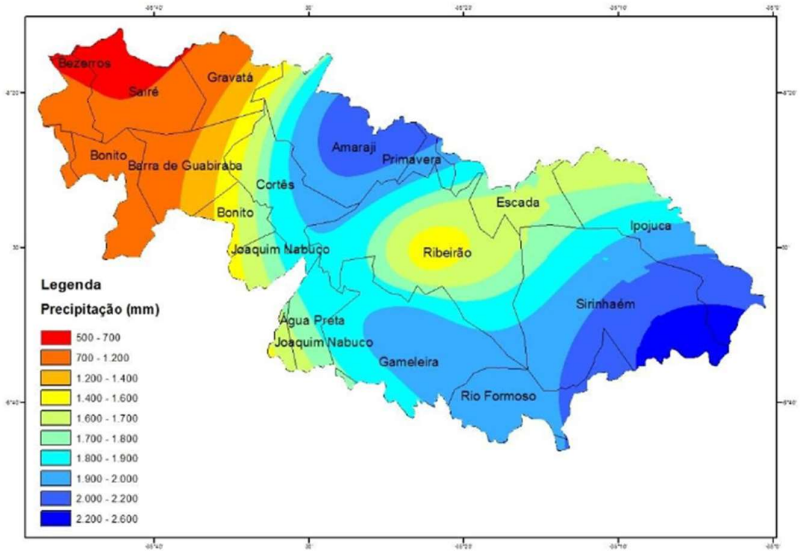
3.4.2 Clima, Relevo e Vegetação

Localizada entre as mesorregiões do Litoral, Zona da Mata e Agreste de Pernambuco, a bacia do Rio Sirinhaém possui grande variabilidade na precipitação média anual. O período chuvoso fica concentrado entre os meses de abril a julho, com a maior média mensal para o mês de junho. O período de estiagem fica entre os meses de outubro e dezembro (CPRH, 2001).

A precipitação média anual das regiões que compreendem a bacia varia entre 550 mm e 2300 mm. A região mais seca compreende a porção oeste da bacia próximo dos municípios de Bezerros e Sairé, mais próxima ao agreste. As regiões mais chuvosas se encontram no

sudeste da bacia, e no centro, próximo as zonas da mata e litoral, próximo aos municípios de Amaraji, Sirinhaém e Ipojuca, como mostrado na Figura 16.

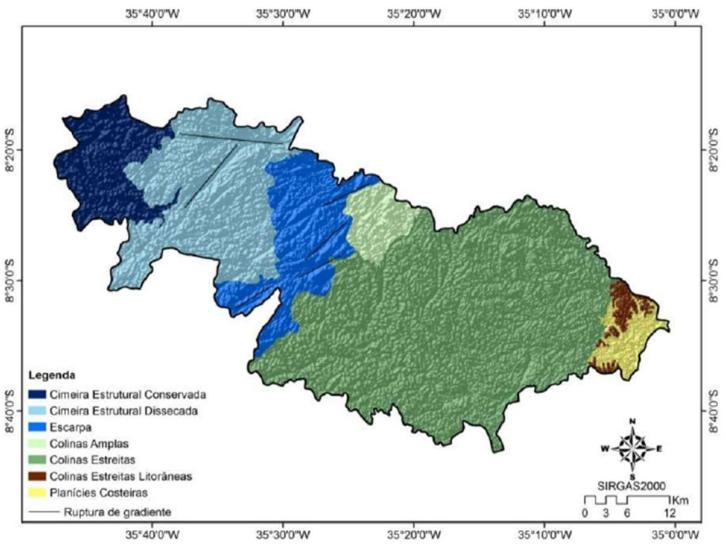
Figura 16. Distribuição Pluviométrica da Bacia do Rio Sirinhaém.



Fonte: ITEP (2011)

A Figura 17 mostra que o seu relevo é composto por três estruturas morfológicas regionais conectadas: a porção meridional do Planalto da Borborema, parte do sopé da Borborema e parte do Planalto Sedimentar Costeiro (ITEP, 2011).

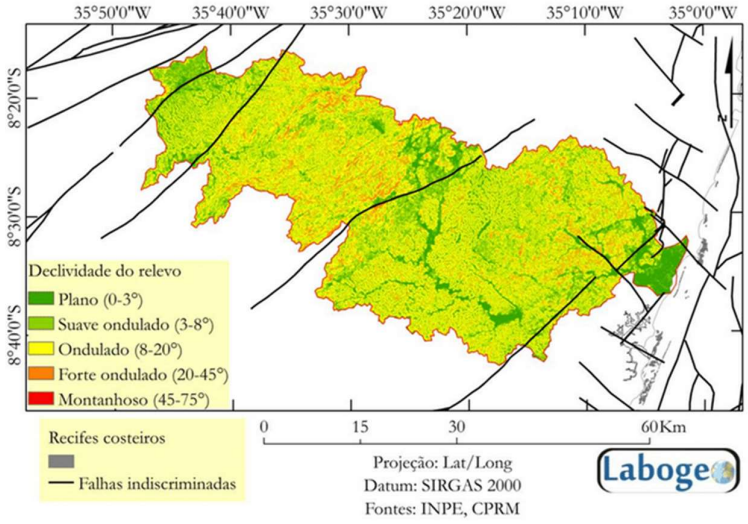
Figura 17. Estruturas Morfológicas do Relevo da Bacia do Rio Sirinhaém.



Fonte: ITEP (2011).

Por estar localizada entre 3 mesorregiões, possui características “movimentadas”, se situando em uma zona de transição entre as planícies litorâneas e os limites orientais do Planalto da Borborema. O relevo é em sua maior parte plano, com regiões possuindo elevadas declividades, como mostra a Figura 18.

Figura 18. Declividade do Relevo da Bacia do Rio Sirinhaém.



Fonte: Camargo (2016).

É possível dividir a classificação geológica da região em dois grupos: rochas cristalinas provenientes do período pré-cambriano, e os depósitos sedimentares, do terciário e quaternário. A parcela composta de rochas cristalinas, bastante fraturadas devido ao elevado intemperismo químico da região, ficam localizadas na porção do Planalto da Borborema. O Planalto da Borborema pertence a quatro estados do Nordeste brasileiro, Pernambuco, Alagoas, Paraíba e Rio Grande do Norte. Em Pernambuco, o planalto possui uma elevação média de 400 m acima do nível do mar, com locais onde a elevação ultrapassa os 1000 m. Devido a ação do clima semiárido, é comum a existência de pediplanos e pedimentos. O relevo do Planalto da Borborema é influenciado por estrutura de deformações da idade pré-cambriana, e entre essas deformações apresentam-se alinhamento de cristas residuais que delineiam canais de drenagem (MAIA e BEZERRA, 2014), o que explica os trechos em elevada declividade encontrados na bacia do Rio Sirinhaém .

Já os depósitos sedimentares são compostos pelos depósitos litorâneos, fluvio-marinhos e os aluviões. Os depósitos litorâneos são formados por sedimentos fluvio-marinhos constituídos por areias quartzosas. Nas regiões próximas a costa, onde se encontra a planície

litorânea, há também os ambientes alagadiços onde estão localizados os mangues onde é caracterizado por possuir sedimentos argilo-arenosos de coloração escura.

Os aluviões presentes nos leitos dos rios, apresentam-se mais desenvolvidos em regiões próximas dos deltas dos principais rios e regiões de restinga (Rios Formoso, Ipojuca e Sirinhaém). Iniciam-se próximo aos médios cursos, e se desenvolvem à medida que encontram os baixos cursos. Os aluviões são caracterizados por areias finas e grosseiras, incluindo cascalheiras e matéria orgânica em decomposição (BRASIL, 2008).

Os solos da região são formados devido ao elevado intemperismo atuante nas camadas de rocha cristalina do Planalto da Borborema. São caracterizados por uma textura argilosa e profundidade média, devido ao tipo de rocha (BRASIL, 2008). Os principais tipos de solo encontrados na região são: latossolos amarelos, argilosolos vermelho-amarelo, gleyssolos e solos aluviais.

Devido à presença de duas grandes zonas fisiográficas Litoral-Mata e Agreste, a vegetação da bacia do Rio Sirinhaém é composta por tipologias características das duas zonas. Na região do Litoral-Mata há o predomínio da Mata Atlântica. A região de Mata Atlântica encontra-se muito desmatada, sendo considerado o trecho mais desmatado de Mata Atlântica do Brasil. São encontradas formações florestais ombrófilas e estacionais, e também manguezais e restinga (BRASIL, 2008).

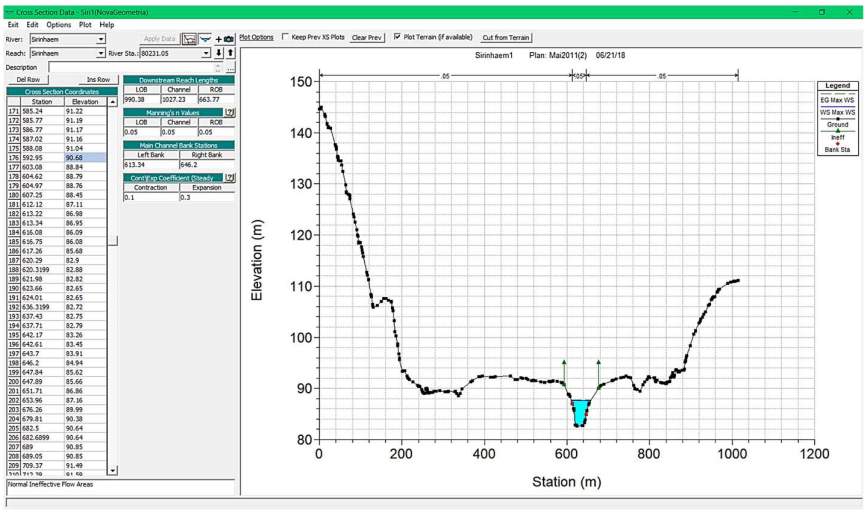
Na região do Agreste é encontrada uma vegetação de transição entre a Caatinga e a Mata-Atlântica, aproximando-se mais com a vegetação de Mata-Atlântica. A vegetação de Caatinga se apresenta como um misto entre vegetação arbórea e arbustiva não densa.

3.5 Modelo Hidrodinâmico

Para a simulação hidrodinâmica do Rio Sirinhaém, foi disponibilizado um projeto do HEC-RAS. Para a obtenção dos dados físicos do modelo foram utilizados dados LiDAR (*light detection and ranging*) com o auxílio do HEC-GeoRAS, que é uma ferramenta utilizada para o auxílio da vetorização das seções transversais. As seções transversais foram desenhadas inicialmente com espaçamentos médios de 100 metros para as regiões das cidades e seções de 700 a 1000 metros de espaçamento para os demais trechos do rio, a Figura 19 mostra um exemplo de uma seção transversal do Rio Sirinhaém. O Rio Sirinhaém apresenta elevada declividade em vários trechos ao longo de sua extensão, variando entre 4% e 8% de declividade, como mostrado na Figura 20. O que torna o modelo do Rio Sirinhaém difícil de simular é a

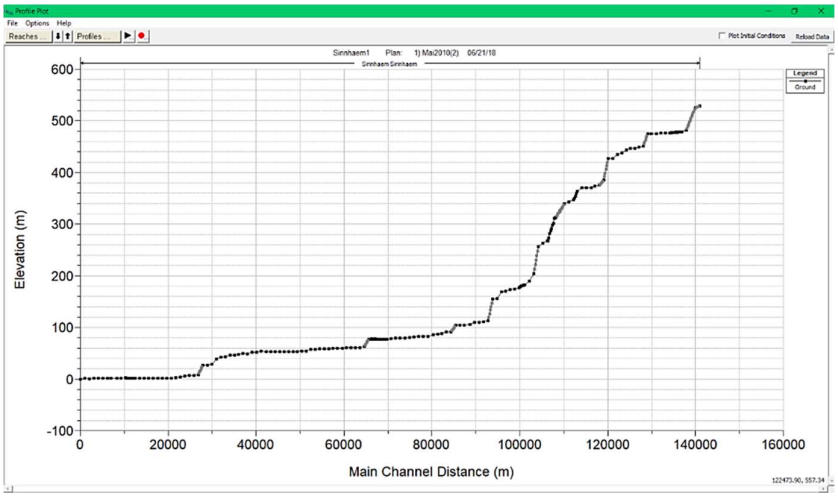
quantidade de trechos íngremes e as proximidades desses trechos de elevada declividade, por exemplo em uma região do rio existem vários trechos íngremes seguidos, mostrado na Figura 21.

Figura 19. Exemplo de Seção Transversal do Rio Sirinhaém.



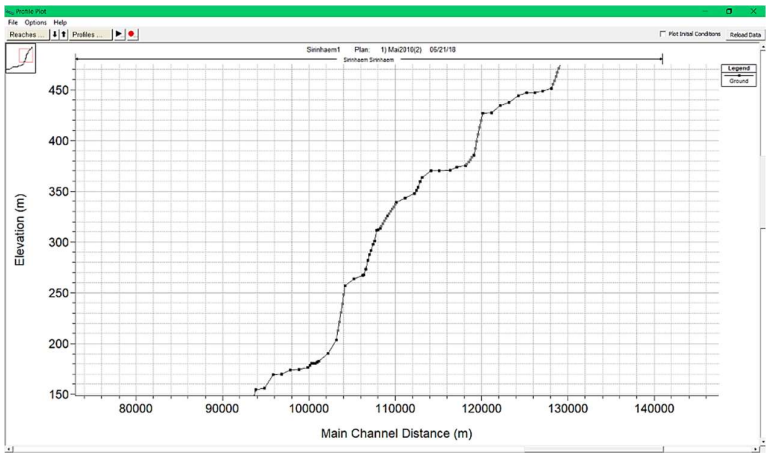
Fonte: Autor (2018).

Figura 20. Perfil Longitudinal do Rio Sirinhaém.



Fonte: Autor (2018).

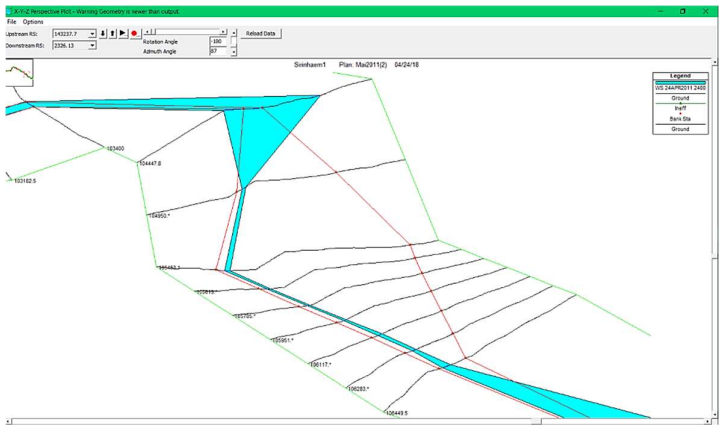
Figura 21. Parte do Rio Sirinhaém com Vários Trechos Íngremes.



Fonte: Autor (2018).

As regiões de elevada declividade possuíam espaçamento entre as seções transversais muito grandes, chegando a 900 metros aproximadamente, portanto foram interpoladas seções transversais para que resultasse um espaçamento médio de 200 metros (nas regiões íngremes). Foram corrigidas algumas seções onde o leito principal do canal estava muito largo, como mostrado na Figura 22. Foi utilizado inicialmente o coeficiente de Manning igual a 0,035 para o canal principal e para as margens, como encontrado em Ribeiro Neto (2001).

Figura 22. Exemplo de Trecho com Calha Principal Larga.



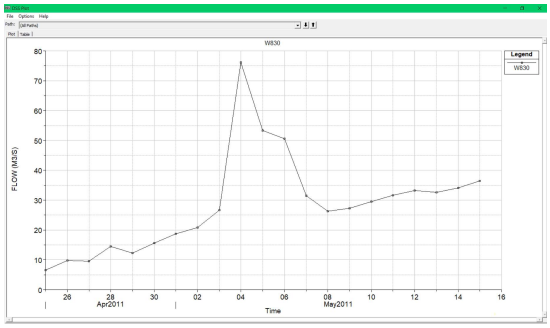
Fonte: Autor (2018).

Os dados hidrológicos inseridos no HEC-RAS, utilizados para a simulação em escoamento transitório foram importados da simulação hidrológica do HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System) que é um programa criado pela mesma instituição que criou o HEC-RAS. Esse modelo hidrológico também foi disponibilizado para

que fosse possível exportar os dados desse software para o HEC-RAS. As condições de contorno utilizadas foram: hidrograma a montante, as vazões de contribuição lateral e para jusante foram utilizadas a variação da maré, como mostradas nas Figuras 23 e 24. As vazões utilizadas como condições iniciais foram 20 m³/s em todos os trechos. Como para utilizar o Método Modificado de Puls é necessário a execução de simulação em regime permanente, foram criados 30 perfis com vazão variando de 5 a 190 m³/s, e utilizando a profundidade crítica como condição de contorno tanto a montante quanto a jusante do Rio Sirinhaém.

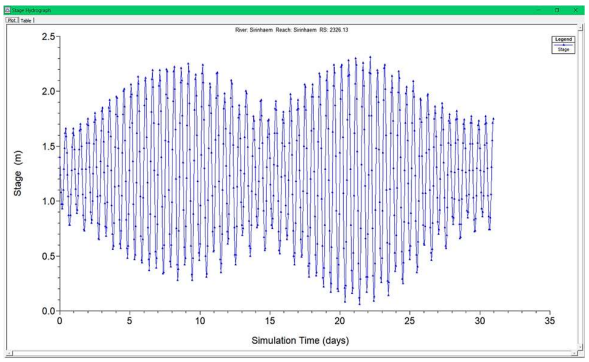
A simulação utilizada para este modelo foi de um evento de maio de 2011, com início em 25 de abril e término em 15 de maio, totalizando 21 dias. Também foram disponibilizados dados de um evento de junho de 2010, com início em 15 de junho e término em 30 de junho, esses dados não foram utilizados nas tentativas de estabilização do modelo, mas foram utilizados para verificar se a estabilização realizada no primeiro evento também funcionaria com dados hidrológicos diferentes.

Figura 23. Exemplo de Hidrograma de Entrada do Modelo Rio Sirinhaém.



Fonte: Autor (2018).

Figura 24. Curva de Elevação do Nível de Água Correspondente à Maré.



Fonte: Autor (2018).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com todas as características físicas e hidrológicas para o modelo artificial e o modelo do Rio Sirinhaém informadas nos itens anteriores foram realizadas as simulações. Após verificar o comportamento do modelo artificial, os seus dados foram analisados e então as soluções foram estudadas separadamente. Com o conhecimento obtido após a análise das soluções no modelo artificial, partiu-se para o modelo do Rio Sirinhaém onde foi realizada a sua estabilização.

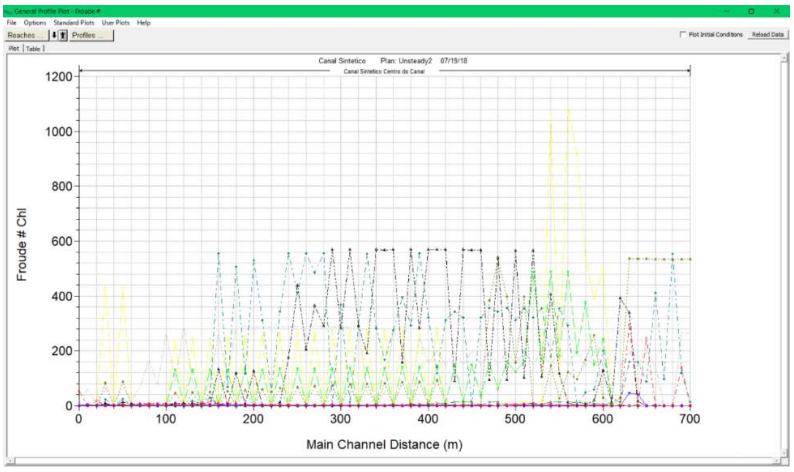
4.1 Modelo Artificial

4.1.1 Simulação Original

Para este caso, foi utilizado o modelo artificial com os parâmetros que foram mencionadas no Item 3.1. Durante testes iniciais, foi avaliado primeiramente o aumento da instabilidade do modelo com o aumento da declividade, realizando diversas simulações para a mesma geometria das seções transversais e dados hidrológicos do canal, apenas modificando o valor da declividade. Utilizando primeiramente declividades inferiores a declividade crítica do canal de valor Sc = 0,035 m/m, o programa foi capaz de finalizar a simulação perfeitamente. Ao utilizar a declividade crítica o programa também foi capaz de resolver a simulação obtendo os valores de Número de Froude próximos a 1 durante toda a simulação (é esperado que houvesse essa variação tendo em vista que a vazão varia com o tempo).

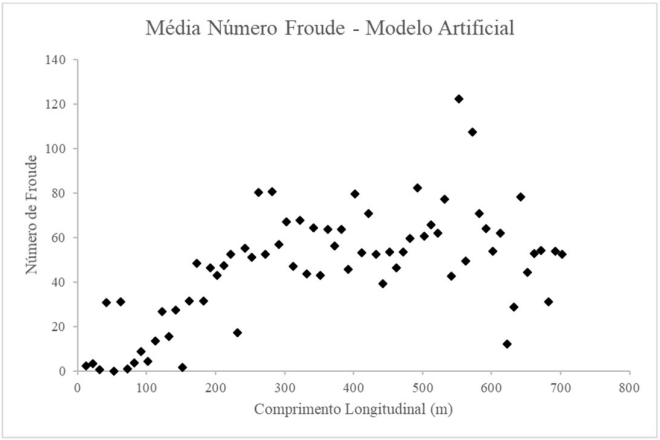
Ao aumentar a declividade para S = 0,04 m/m, o programa não conseguiu finalizar a simulação devido a problemas de instabilidade numérica já no início da simulação. Como já informado, a declividade final do modelo artificial foi de S = 0,04 m/m, e os resultados da simulação são apresentados nas Figuras 25, 26 e 27.

Figura 25. Variação do Número de Froude ao Longo do Canal Durante Toda a Simulação, cada curva corresponde à um intervalo de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

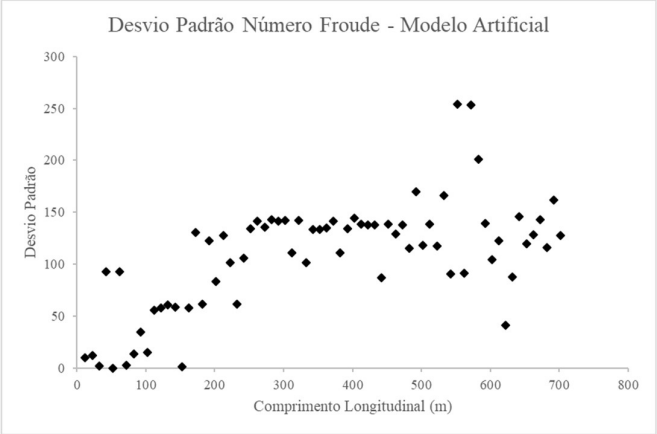
Figura 26. Gráfico da Variação da Média do Número de Froude ao Longo do Canal Artificial.



Fonte: Autor (2018).

Das Figuras 25, 26 e 27 podemos observar como se comporta o modelo quando a simulação encontra problemas de instabilidade numérica. O número de Froude variou drasticamente chegando a valores próximos de 1000 para algumas seções, e em outras chegando a valores muito baixos até a valores nulos. O desvio padrão apresentou comportamento semelhante ao da média, como mostrado na Figura 27.

Figura 27. Gráfico da Variação Desvio Padrão do Número de Froude ao Longo do Canal.

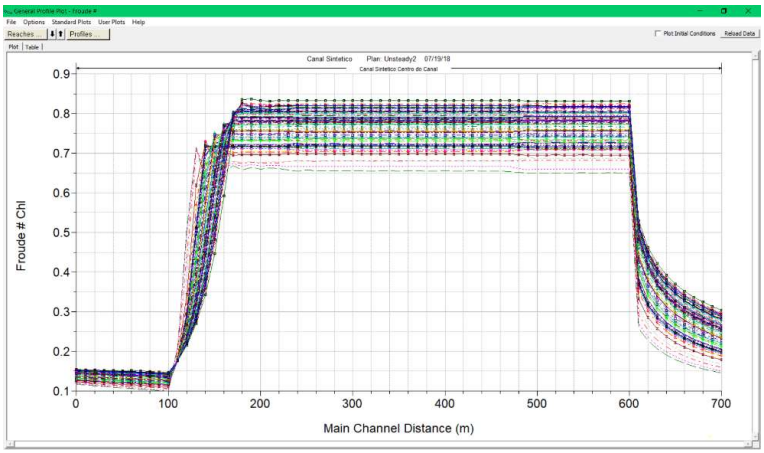


Fonte: Autor (2018).

4.1.2 Solução 1: Modificação do Coeficiente de Manning

A simulação original constatou a existência de instabilidade numérica para simulação de canais íngremes, com os resultados apresentados nas Figuras 25, 26 e 27, e consequentemente a necessidade de soluções adequadas. Modificar o coeficiente de Manning foi a primeira alternativa testada. Foi tentado inicialmente aumentar todos os valores de Manning igualmente, tanto para as margens quanto para o canal principal, inicialmente se tinha 0,035 para as margens e para o canal principal. Os valores finais do coeficiente de Manning foram de 0,08 tanto para as margens quanto para o leito principal do canal artificial. Os resultados da simulação estão apresentados nas Figuras 28, 29 e 30.

Figura 28. Variação do Número de Froude ao Longo do Canal Artificial para a Solução 1, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.

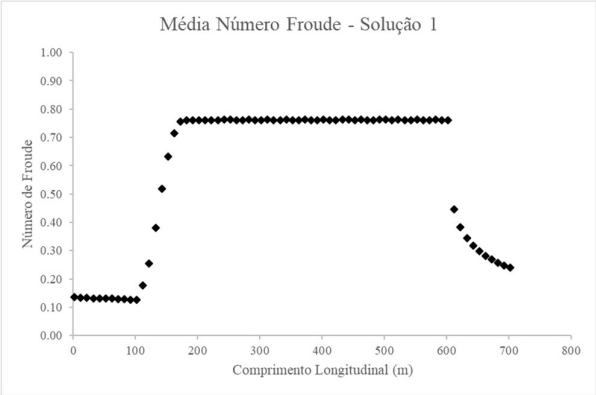


Fonte: Autor (2018).

A Figura 28 mostra a variação longitudinal (ao longo do canal artificial) do Número de Froude, onde cada curva representa um intervalo de cálculo realizado. Podemos observar a grande diferença entre essa simulação e a simulação original, mostrada na Figura 25. Nessa simulação existem apenas variações pequenas (esperadas) entre o Número de Froude para uma mesma seção transversal durante o período da simulação. Essas pequenas variações dão confiança ao resultado pois um modelo estável não irá apresentar grandes diferenças do Número de Froude (para uma mesma seção transversal), indicando que os problemas de instabilidade numérica foram resolvidos.

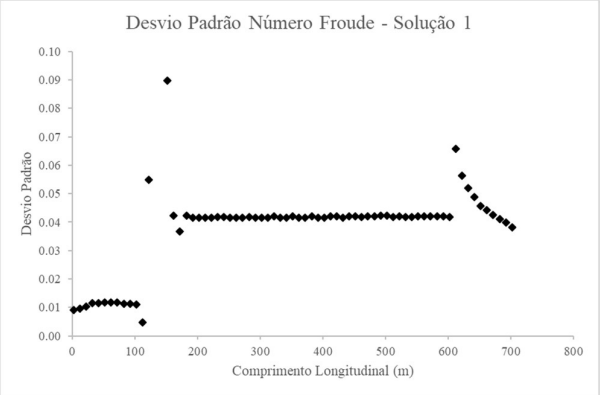
Os resultados apresentam três regiões definidas: duas regiões de transição, localizadas no começo e no fim, que representam a transição entre os trechos retos e o trecho íngreme e a região ao meio que representa o trecho em declividade. Essas regiões de transição apresentaram maiores desvios padrões, entretanto os valores ainda foram muito baixos. No trecho do meio, que é onde se localiza a declividade do canal, o Número de Froude mostrou um comportamento homogêneo com pequenas variações entre os intervalos de cálculo.

Figura 29. Gráfico da Média do Número de Froude para a Solução 1.



Fonte: Autor (2018).

Figura 30. Variação do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 1.



Fonte: Autor (2018).

Em atividades anteriores realizadas no modelo do Rio Sirinhaém foi observado que as regiões próximas tanto a montante quanto a jusante da parte íngreme apresentavam níveis de água muito elevados, mostrando a necessidade de valores menores nessas regiões, o que também foi testado no modelo artificial e trouxe resultados semelhantes aos apresentados nas figuras 29 e 30.

Em modelos reais, os coeficientes de Manning do canal principal e das margens geralmente são diferentes. Em Santos (2013), durante uma tentativa de estabilizar a simulação do Rio Mundaú modificando o coeficiente de rugosidade, foram utilizados valores diferentes do coeficiente para as margens e para o leito do canal, 0,066 e 0,048 respectivamente. Para a simulação do modelo artificial também foi verificado e analisada a utilização de coeficientes diferentes para as margens e o leito do canal, 0,1 e 0,08 respectivamente. Para esta situação foram encontrados resultados semelhantes aos apresentados nas figuras 29, 30 e 31.

4.1.3 Solução 2: Canal Piloto

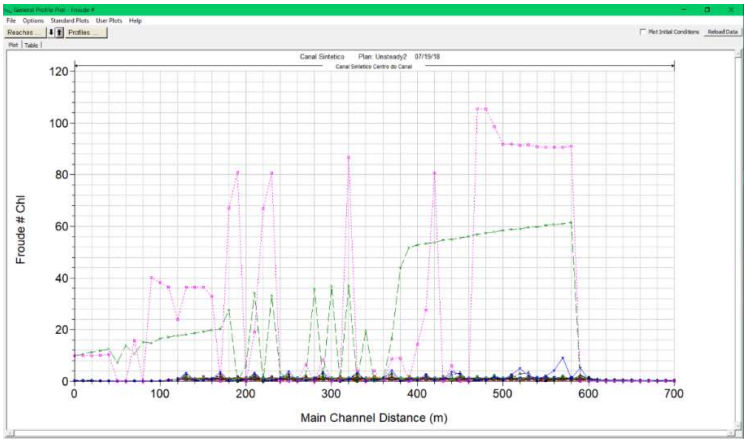
O canal piloto foi adicionado para todo o canal e inicialmente com 0,5 m de profundidade e 1 m de largura. Durante a adição do Canal Piloto também é necessário determinar o coeficiente de Manning para o Canal Piloto, podendo ser diferente do canal principal. Para manter a objetividade na comparação das soluções foram deixados iguais todos os dados da simulação (rugosidade de Manning para todo o canal de 0,035 e intervalo de cálculo de 12 horas), entretanto foi adotado apenas para o canal piloto um coeficiente de rugosidade de 0,08 devido aos bons resultados apresentados no Item 4.1.2.

Com essas configurações o modelo não conseguiu terminar a simulação, apresentando grandes problemas de instabilidade. Foram testadas mais duas configurações, onde foram

modificadas as dimensões do Canal Piloto com intuito de que ao aumentar as dimensões fosse possível adicionar mais área e profundidade ao canal artificial.

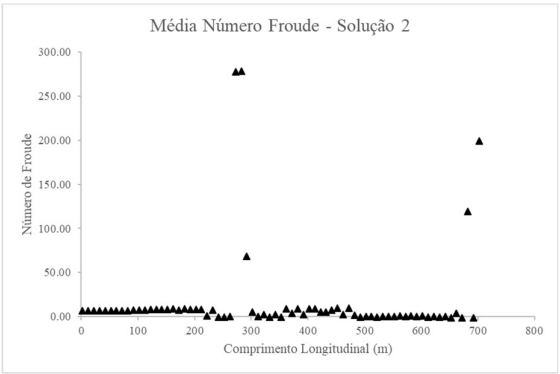
Primeiro foi aumentada a profundidade para 1 m e com as mesmas configurações: 1 m de largura e rugosidade de 0,08 (para o canal piloto apenas). Porém, novamente o programa não conseguiu resolver a simulação. Foi testado novamente o canal piloto com dimensões ainda maiores, tanto a profundidade quanto a largura de 1,5 m e a rugosidade do Canal Piloto de 0,08. Com essas novas configurações, o programa também não conseguiu finalizar a simulação. Também foi testado aumentar a rugosidade de Manning do canal piloto para 0,1, entretanto também não foi conseguido estabilizar a o modelo. Os resultados para a simulação com o Canal Piloto com dimensões de 1,5 m tanto para a profundidade quanto para a largura e coeficiente de rugosidade de 0,08 são apresentados nas figuras 31, 32 e 33.

Figura 31. Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 2, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



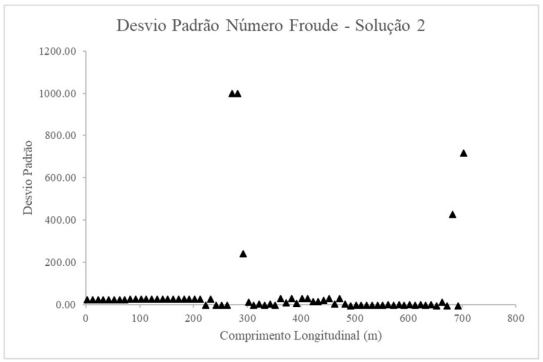
Fonte: Autor (2018).

Figura 32. Gráfico da Média do Número de Froude para a Solução 2.



Fonte: Autor (2018).

Figura 33. Gráfico do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 2.



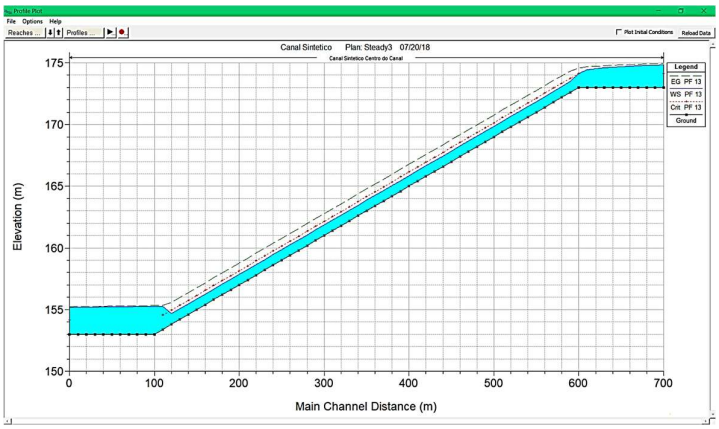
Fonte: Autor (2018).

Dos gráficos apresentados pode-se verificar a instabilidade numérica do escoamento no trecho em declividade, com o Número de Froude chegando a valores maiores que 250. Não foi conseguido estabilizar essa simulação utilizando a ferramenta do Canal Piloto, mostrando que não pode ser utilizada como solução única para estabilizar uma simulação. Entretanto, em testes realizados com um hidrograma menor (simulação de 1 dia) foi possível estabilizar o modelo com as mesmas configurações finais testadas, sendo, portanto, possível utilizar a ferramenta de Canal Piloto como medida para ajudar estabilizar o modelo caso a simulação seja menos complexa. Os resultados da simulação em que foi utilizado um hidrograma de 1 dia não serão apresentados, tendo em vista que foram utilizados dados hidrológicos diferentes das outras simulações, portanto não será utilizado para comparar os seus resultados com os das outras soluções utilizadas.

4.1.4 Solução 3: Método Modificado de Puls

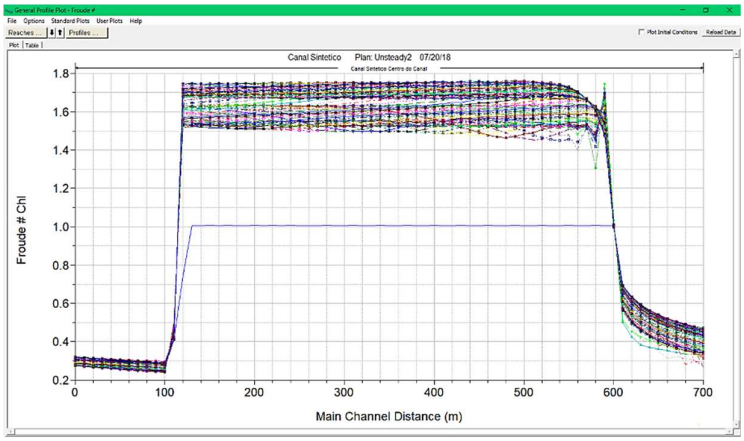
Para que seja possível utilizar a solução hidrológica, é necessário inicialmente realizar uma simulação no escoamento permanente, como foi informado no Item 3.2.3. Logo, primeiramente foi executada uma simulação no escoamento permanente com 40 perfis com vazões variando de 2 a 80 m³/s, com intuito apenas de fornecer dados necessários para que o HEC-RAS possa utilizar o Método Modificado de Puls. A solução hidrológica foi utilizada para todo o canal. Essa solução foi capaz de estabilizar o modelo, como mostram os resultados nas figuras 34, 35, 36 e 37.

Figura 34. Simulação Permanente do Canal Artificial para Vazão de 20 m³/s.



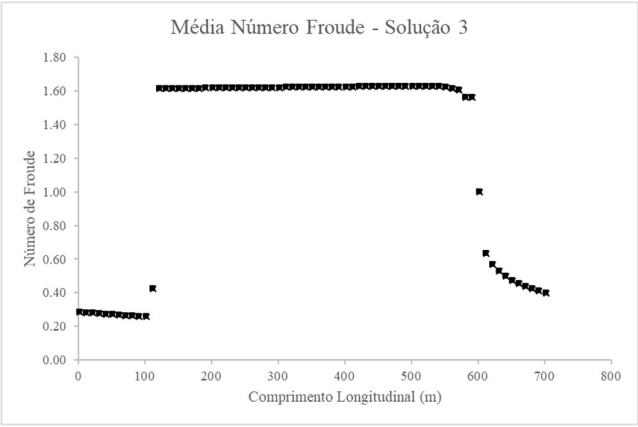
Fonte: Autor (2018).

Figura 35. Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 3, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



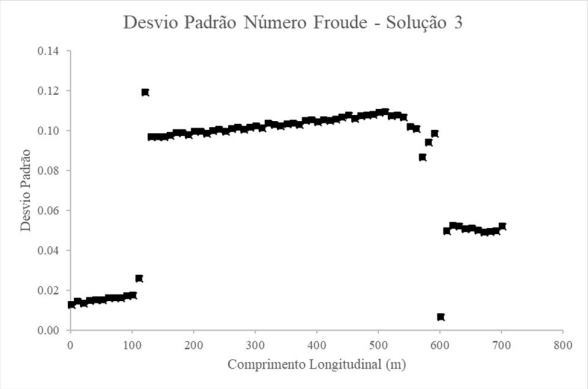
Fonte: Autor (2018).

Figura 36. Gráfico da Média do Número de Froude para a Solçução 3.



Fonte: Autor (2018).

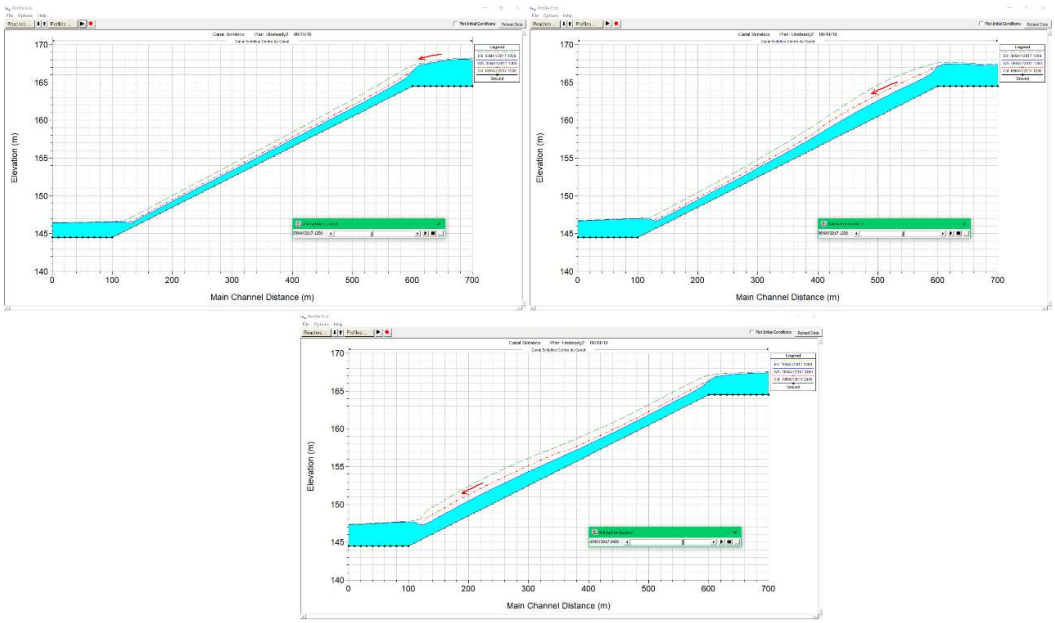
Figura 37. Gráfico do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 3



Fonte: Autor (2018).

O Método Modificado de Puls apresentou bons resultados, similares aos encontrados na solução da modificação do coeficiente de Manning no Item 4.1.2, mostrando ser uma boa ferramenta para estabilizar os modelos que possuam trechos íngremes. Entretanto, ao analisar a variação do nível de água ao longo do tempo, utilizando a ferramenta de animar a simulação disponível no próprio HEC-RAS, foi verificado que ao utilizar a solução hidrológica a lâmina de água do canal variava de maneira semelhante a propagação de várias ondas pelo canal, assim como mostra a Figura 38. Tendo em vista que o Método Modificado de Puls é baseado na propagação de cheias, esse resultado não é inesperado, entretanto é importante que esse efeito seja considerado pelo usuário no momento da utilização desse método como solução para estabilizar um modelo.

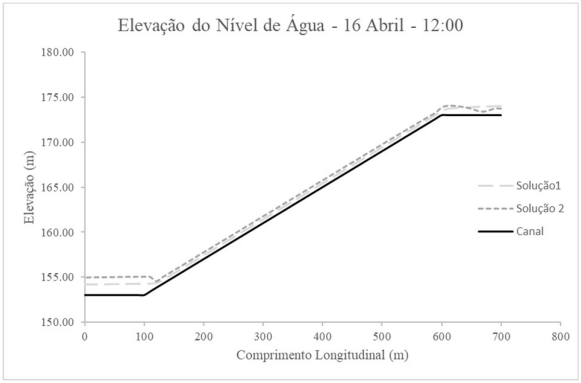
Figura 38. Passagem da Onda Pelo Canal Artificial na Solução 3.



Fonte: Autor (2018).

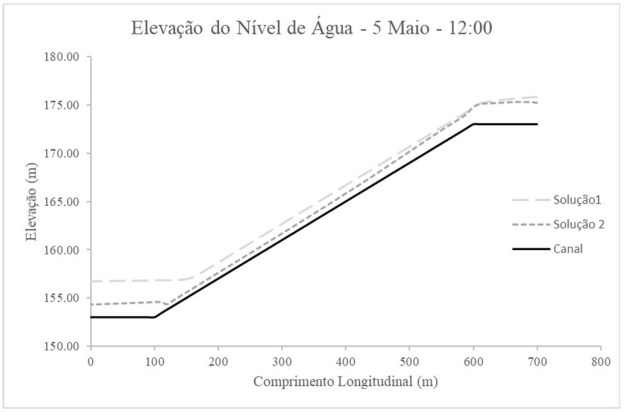
Essa característica é importante, pois pode prejudicar a precisão da simulação, uma comparação do nível de água foi realizada, para verificar a diferença do nível de água entre a solução da modificação do coeficiente de Manning, no Item 4.1.2 e os valores obtidos quando a solução hidrológica foi utilizada. Estão mostradas nas Figuras 39 e 40 as comparações do nível de água para 2 dias diferentes de cálculo para a solução do coeficiente de Manning e a solução hidrológica.

Figura 39. Diferenças do Nível d'Água no dia 16 de abril para a Solução 1 e 2.



Fonte: Autor (2018).

Figura 40. Diferenças do Nível d'Água no dia 5 de maio para a Solução 1 e 2.



Fonte: Autor (2018).

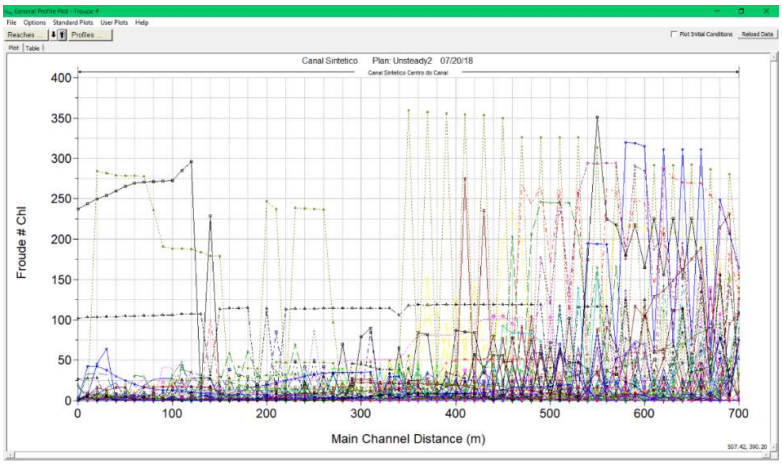
As diferenças entre o nível d'água das duas soluções variaram muito, podendo ser pequenas da ordem de 3 centímetros para alguma estação em alguns dias, assim como podem ser muito grandes, da ordem de 2 metros. As diferenças do nível d'água foram maiores para as regiões mais próxima do final do canal.

4.1.5 Solução 4: Modificação do Intervalo de Cálculo

Utilizando as mesmas condições do modelo original, com coeficiente de rugosidade de 0,035, foi modificado apenas o intervalo de cálculo, para que seja possível comparar os efeitos na simulação apenas com a modificação do intervalo de cálculo. O intervalo de cálculo será reduzido até satisfazer a condição de Courant, que diz que o Número de Courant (para todo o canal) deverá ser inferior ou igual a 1. Para isso é necessário realizar um processo iterativo onde o intervalo de cálculo deve ser reduzido e o Número de Courant é verificado (e assim por diante). Primeiramente o intervalo de cálculo foi reduzido de 12 horas para 1 hora, o que não conseguiu estabilizar o modelo e o Número de Courant apresentou valores próximos a 800.

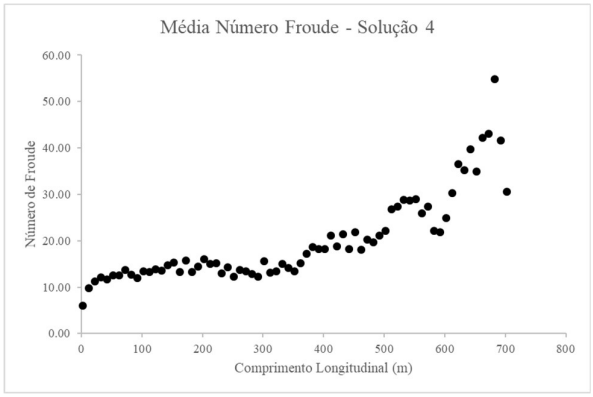
Mesmo após reduzir o intervalo de cálculo para 20 minutos não foi possível estabilizar o modelo, a simulação se tornou instável já no início dos cálculos mostrando que reduzir o intervalo de cálculo não pode ser utilizado como solução única para estabilizar as simulações de canais íngremes. O Número de Courant também apresentou resultados insatisfatórios, para o intervalo de cálculo de 20 minutos, resultado da impossibilidade de estabilizar a simulação. Os resultados obtidos para essa solução estão apresentados nas Figuras 41, 42, 43 e 44.

Figura 41. Variação do Número de Froude ao Longo do Canal para a Solução 4, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



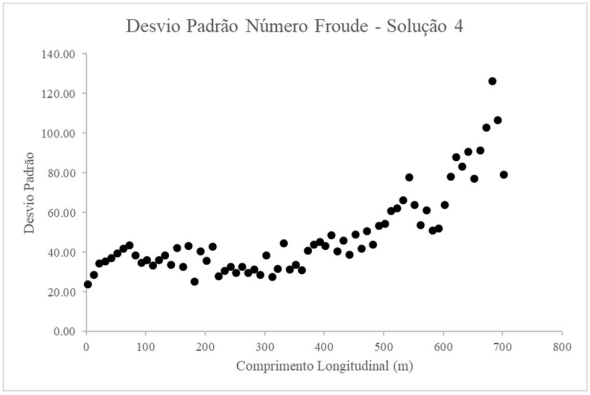
Fonte: Autor (2018).

Figura 42. Gráfico da Variação da Média do Número de Froude para a Solução 4.



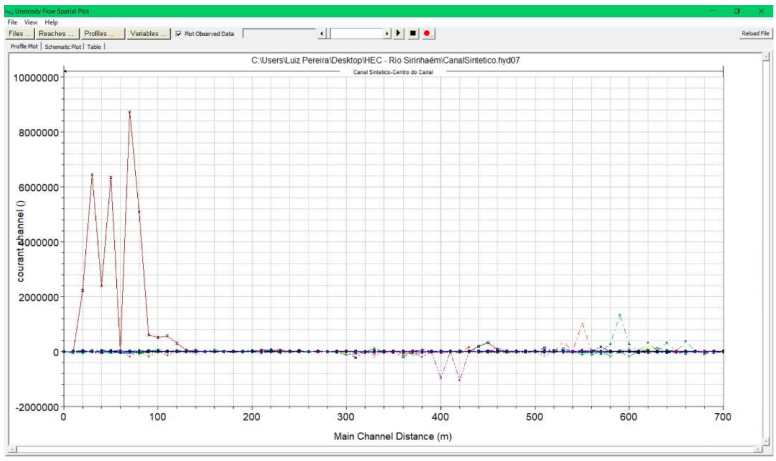
Fonte: Autor (2018).

Figura 43. Variação do Desvio Padrão do Número de Froude para a Solução 4.



Fonte: Autor (2018).

Figura 44. Variação do Número de Courant ao longo do Canal para a Solução 4, cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

4.2 Modelo do Rio Sirinhaém

Com os resultados obtidos no item anterior, foi possível observar que as únicas soluções possíveis para estabilização da simulação de um trecho íngreme é a modificação do coeficiente de Manning e a utilização da solução hidrológica, logo para o modelo do Rio Sirinhaém, serão utilizadas apenas essas duas soluções.

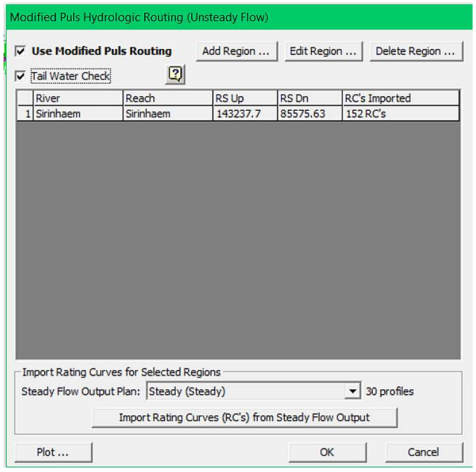
Para a modificação da rugosidade, foi possível estabilizar o modelo utilizando coeficientes de rugosidade próximos a 0,08, portanto foram utilizados inicialmente valores de 0,05 para as margens e para o canal principal do modelo, e nas regiões íngremes foram utilizados coeficientes de 0,08 para o canal principal e as margens.

Entretanto devido a complexidade da geometria do Rio Sirinhaém, com diversos trechos em elevada declividade, apenas modificar a rugosidade não foi suficiente para estabilizar a simulação, então também foi adotada a solução hidrológica. De maneira semelhante a como foi utilizada no canal artificial, foi realizada uma simulação em regime permanente para utilizar seus resultados no Método Modificado de Puls. A simulação em regime permanente foi realizada gerando-se 30 perfis com vazões variando de 5 a 190 m³/s. Todas as vazões foram adicionadas na estação mais a montante do modelo. Como condição de contorno foi escolhida a profundidade crítica, pois essa simulação é necessária apenas para que o software possa calcular a relação da curva-descarga para executar o Método Modificado de Puls.

Foram testadas maneiras diferentes de utilizar a solução hidrológica: adicionando várias regiões (em que cada região corresponderia a um trecho íngreme do rio), e adicionando poucas

regiões (em que cada região corresponderia a longos trechos do rio). A única configuração testada que permitiu a estabilização do modelo foi utilizar uma grande região a ser adotado o Método Modificado de Puls, onde grande parte dos trechos íngremes foram agregados. A Figura 45 mostra a região utilizada e o número de seções transversais que forma essa região. Com essas características foi possível rodar o modelo pela primeira vez.

Figura 45. Região Utilizada para a Solução Hidrológica.



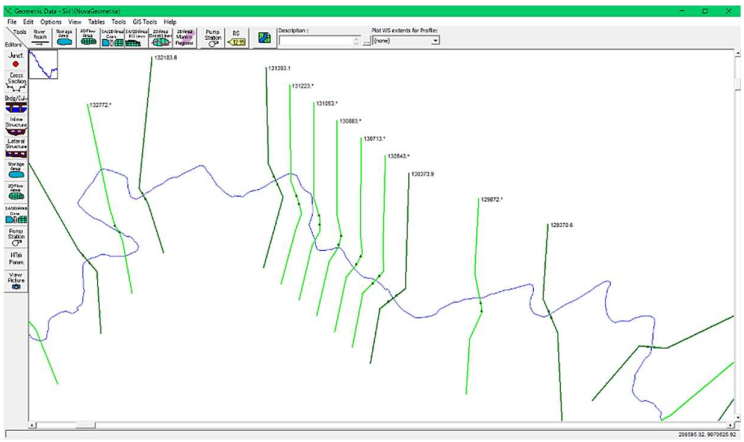
Fonte: Autor (2018).

Entretanto, ainda foram encontrados problemas de instabilidade numérica em algumas regiões. Assim como em Santos (2013), nos trechos onde estavam localizadas as cidades apresentaram instabilidade, logo algumas seções que estavam muito próximas foram excluídas. Para esses trechos que estavam causando instabilidade, as seções finais ficaram com aproximadamente 200 metros. Essas modificações eliminaram as instabilidades nessas regiões.

Alguns trechos íngremes também apresentaram instabilidade numérica, com grandes variações de nível de água, mesmo após a modificação do coeficiente de Manning e da utilização do método hidrológico. Foi percebido que esses trechos possuíam seções transversais muito espaçadas, chegando a aproximadamente 1000 metros. Portanto, para essas regiões foram criadas seções transversais utilizando a interpolação de seções existentes, que é uma ferramenta do próprio HEC-RAS. Essas seções foram inseridas com intuito de reduzir esses espaçamentos de 1000 metros para 200 ou 300 metros, como mostra a Figura 46 onde as seções originais estão em verde escuro e as interpoladas estão em verde claro. Essas modificações reduziram a instabilidade nessas regiões, mostrando que o espaçamento das seções também são fatores importantes, pois influenciam na sua estabilidade numérica. Brunner (2016) diz que para

simulações em regimes transitórios, rios íngremes necessitam de seções transversais próximas, com aproximadamente 300 metros de espaçamento.

Figura 46. Exemplo de Trecho Íngreme Onde Foram Adicionadas Seções Transversais.

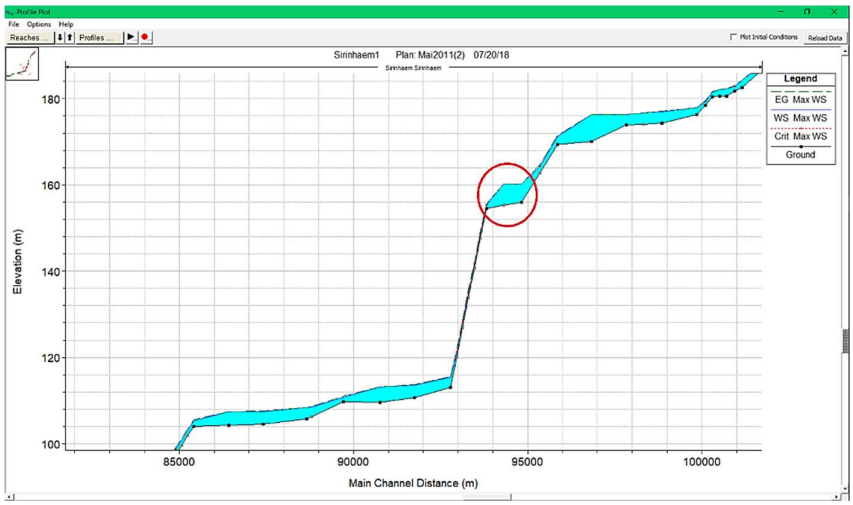


Fonte: Autor (2018).

Mesmo com as correções já realizadas, em alguns pontos do rio foi necessário realizar mais modificações. Foi verificado que para estabilizar a simulação não adianta apenas aumentar o valor do coeficiente de rugosidade, pois ao aumentar esse coeficiente para todo o modelo, pode resultar em uma elevação exagerada do nível d'água em regiões a montante ou a jusante de trechos íngremes. Para o modelo do Rio Sirinhaém, algumas regiões a montante e a jusante dos trechos íngremes apresentaram uma elevação exagerada do nível d'água mostrando um comportamento não esperado, e a necessidade de maior refinamento.

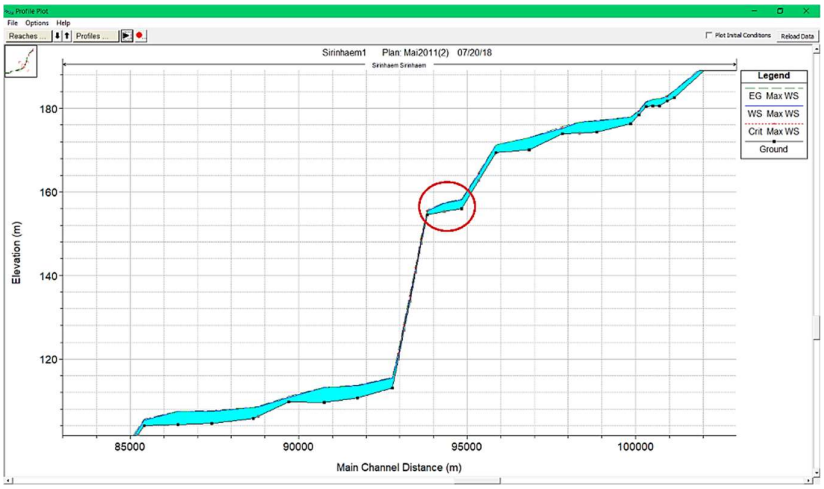
Para resolver esses problemas, foram testados diferentes valores de coeficiente de rugosidade de Manning, variando entre 0,04 e 0,02, tanto para as margens quanto para o canal principal. Ao reduzir a rugosidade nesses trechos foi possível obter um melhor resultado para as regiões em que foram encontrados os problemas de elevação exagerada do nível de água no modelo. As Figuras 47 e 48 mostram a mesma região, antes e depois do refinamento do coeficiente de rugosidade, onde foram reduzidos em duas seções transversais o coeficiente de 0,05 para 0,02. Já a Figura 49 mostra uma grande região do Rio Sirinhaém, com vários trechos íngremes, após a estabilização do modelo.

Figura 47. Região do Rio Sirinhaém com Nível D'Água Artificialmente Elevado.



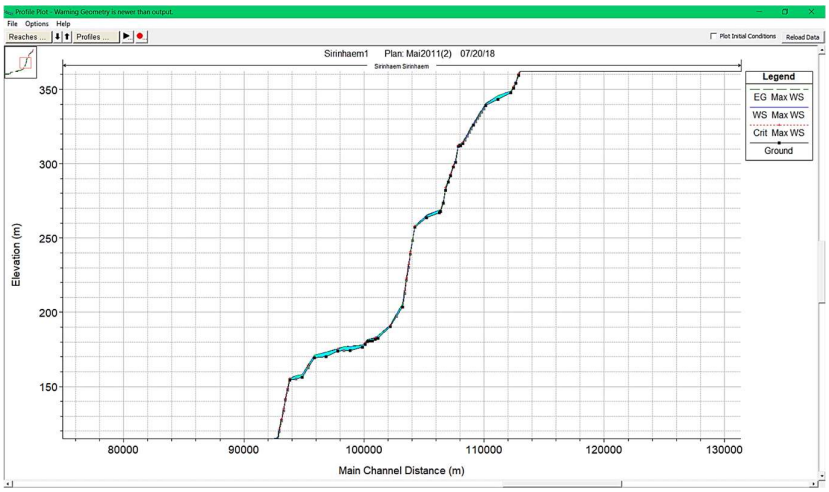
Fonte: Autor (2018).

Figura 48. Região do Rio Sirinhaém com Nível D'Água Corrigido.



Fonte: Autor (2018).

Figura 49. Trecho do Modelo do Rio Sirinhaém Estabilizado.

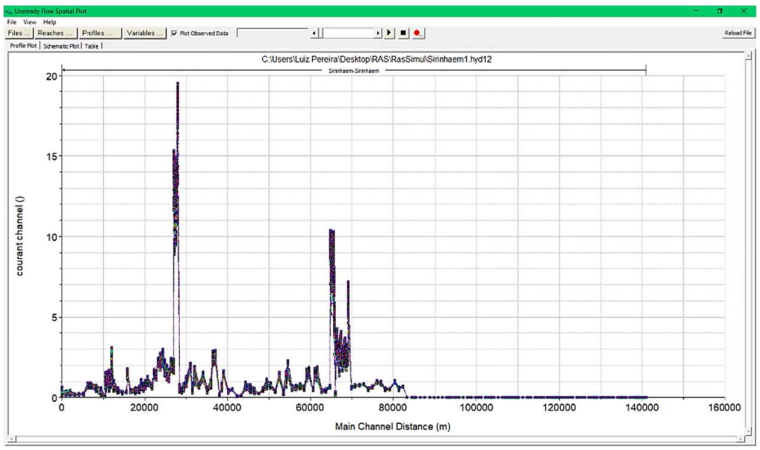


Fonte: Autor (2018).

Para finalizar o modelo, foram realizados os cálculos do Número de Courant, para verificar a necessidade do ajuste do valor do intervalo de cálculo inicialmente adotado. O intervalo inicial utilizado foi de 12 horas, para uma simulação de 30 dias como informado no Item 3.5. Inicialmente o Número de Courant apresentou valores baixos para a maioria do modelo (espacialmente), porém em alguns trechos chegou a valores próximos de 800.

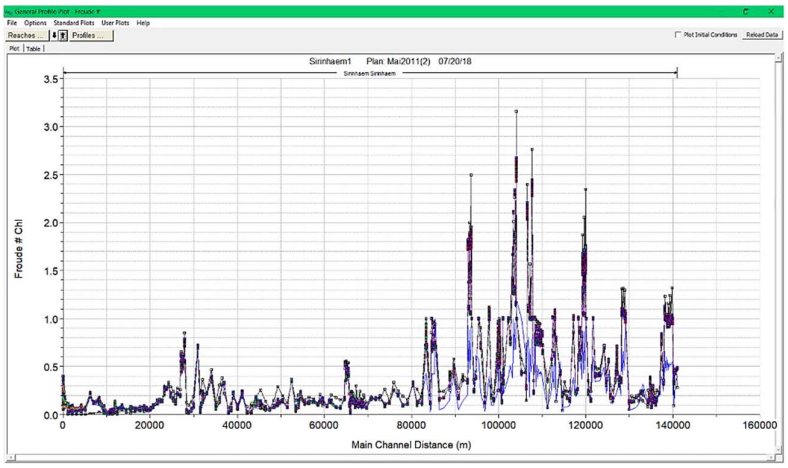
Ao reduzir o intervalo de cálculo para 1 hora o número de Courant reduziu drasticamente, com valores próximos de 10 na maior parte do modelo, entretanto chegou em valores próximos de 80. Tendo em vista que o número de Courant ainda estava elevado em alguns trechos, foi tentado reduzir mais uma vez o intervalo de cálculo para analisar o valor do número de Courant, de 1 hora para 20 minutos. Com essa mudança, os valores máximos encontrados foram inferiores a 30 para alguns dos trechos e abaixo de 5 para a maioria do modelo. Apesar de não satisfazer a condição de Courant, esse valor foi o adotado para finalizar o modelo, tendo em vista que reduzir ainda mais o intervalo de cálculo resultaria na perda de praticidade da simulação devido a demora para finalizar os cálculos. Os resultados do Número de Froude e do Número de Courant para algumas simulações do modelo finalizado do Rio Sirinhaém são apresentados nas Figuras 50 e 51. Não foi possível apresentar todos os resultados devido ao grande número de dados resultantes da redução do intervalo de cálculo e do tamanho do modelo.

Figura 50. Número de Courrant ao longo do Rio Sirinhaém de 25 a 30 de abril (430 simulações), cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

Figura 51. Número de Froude ao Longo do Rio Sirinhaém de 25 a 30 de abril (430 simulações), cada curva corresponde a um intervalo de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

5 CONCLUSÕES

Com a utilização da simulação hidrodinâmica de um canal artificial, utilizando o software HEC-RAS, criando um modelo simplificado contendo um trecho com grande declividade e dois trechos retos (um a montante e outro a jusante) foi possível quantificar os efeitos causados pelas ferramentas mais utilizadas como medidas para reduzir a instabilidade numérica em simulações em escoamento transitório. Com o auxílio dos resultados obtidos realizar a estabilização do modelo do Rio Sirinhaém, também utilizando o software do HEC-RAS.

No canal artificial as únicas alternativas que trouxeram resultados bons suficientes para serem utilizadas como soluções em modelos mais complexos foram a modificação do coeficiente de Manning e a utilização do Método Modificado de Puls (solução hidrológica). As duas soluções apresentaram resultados semelhantes, pois fizeram com que o programa conseguisse finalizar a simulação e mostraram valores uniformes do Número de Froude.

Modificar o coeficiente de rugosidade de Manning, para valores elevados, como 0,08 apresentou bons resultados para a estabilização do canal artificial, logo esses valores podem ser utilizados para a estabilização de outros modelos. Durante o processo para estabilizar o modelo do Rio Sirinhaém, foi possível verificar que modificar a rugosidade para garantir maior estabilização não quer dizer apenas aumentar o seu valor. O ajuste do coeficiente de Manning irá depender da complexidade do modelo que está sendo trabalhado. O modelo do Rio Sirinhaém necessitou de diversos ajustes de seus coeficientes de rugosidade para que pudesse mostrar bons resultados. Foi necessário reduzir os valores nas regiões próximas (tanto a montante quanto a jusante) dos trechos íngremes. O modelo final do Rio Sirinhaém teve três valores diferentes de rugosidade de Manning: 0,08, 0,05 e 0,02 (tanto para as margens quanto para o canal principal).

A utilização do Método Modificado de Puls no modelo do canal artificial foi simples, tendo em vista que a geometria do modelo também era simplificada. Foi adicionada uma região, contendo todo o modelo, onde seria executada a simulação utilizando a solução hidrológica. Com essa configuração o modelo do canal artificial foi estabilizado e apresentou bons resultados do Número de Froude. Entretanto, foi observado que ao utilizar essa solução há uma grande mudança do comportamento da simulação, onde a elevação do nível da água se assemelha há uma passagem de onda. Devido a essa mudança de comportando, é necessário

utilizar com cuidado essa solução. Na simulação do canal artificial a diferença de da profundidade variou de 3 centímetros a valores um pouco superiores de 2 metros.

Para o modelo do Rio Sirinhaém, assim como no caso do coeficiente de Manning, devido a complexidade do modelo, foram necessárias várias tentativas para decidir como utilizar a solução hidrológica. Foi conseguida a estabilização do modelo utilizando apenas uma região contendo quase metade do sistema simulado.

Outras duas soluções testadas no modelo do canal artificial foram: Canal Piloto e Modificação do Intervalo de Cálculo. Ambas não conseguiram estabilizar o modelo do canal artificial, portanto não foram testadas como solução no modelo do Rio Sirinhaém. Entretanto o intervalo de cálculo no modelo do Rio Sirinhaém foi modificado com intuito de refinar o modelo: aproximar a simulação a condição de Courant. Foram obtidos valores baixos do Número de Courant, na maior parte do sistema simulado (próximo de 5) e em algumas regiões os valores chegaram próximo de 20.

A estabilização do modelo é uma parte fundamental da simulação hidrodinâmica (para escoamento transitório), e que pode se tornar uma tarefa muito trabalhosa devido à complexidade do modelo e por não existir uma metodologia estabelecida de como realizar a estabilização. Os resultados apresentados nesse trabalho podem auxiliar os usuários do HEC-RAS a resolver os problemas de instabilidade numérica na simulação hidrodinâmica não-permanente causado por trechos íngremes. Contudo, de acordo com os resultados obtidos e as observações realizadas seguem as seguintes recomendações para trabalhos futuros:

- Analisar os efeitos da combinação de mais de uma solução;
- Estudar a estabilização do modelo utilizando diversos eventos, buscando uma maior diversidade de características hidrológicas;
- A utilização e análise da simulação hidrodinâmica bidimensional, disponível na versão 5.0 do HEC-RAS como ferramenta para redução das instabilidades.
- O HEC-RAS é um programa que passa por constante atualização, onde são corrigidos erros e são adicionadas novas ferramentas, portanto é necessário o acompanhamento dessa evolução;

REFERÊNCIAS

APAC. **Bacias Hidrográficas** .Disponível em: <http://www.apac.pe.gov.br/pagina.php?page_id=5&subpage_id=21>. Acesso em 27 de Janeiro de 2018.

BARKAU, R. L. **UNET: One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels User's Manual**. Versão 4.0. Hydrologic Engineering Center, Davis CA, 400 p., 2001.

BATISTA, L. F. D. R. **Estudo de Indicadores de Risco de Inundação no Município do Cabo de Santo Agostinho**. 2015. 91 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco

BRASIL, A. **Laudo Biológico para Determinação da Área de Influência do Estuário do Rio Sirinhaém**. Recife, 2008. 85p.

BRUNNER, G. W. **HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Versão 5.0. Hydrologic Engineering Center, Davis CA, 547 p., 2016.

CAMARGO, J. M. R. **Geodiversidade e Paisagens Submersas de Uma Plataforma Continental Tropical no Nordeste do Brasil**. 2016. 176 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

CALDEIRA, J. G. **Com 90% das obras finalizadas, transposição do Rio São Francisco é adiada**. Disponível em: <https://jornalggn.com.br/noticia/com-90-das-obras-finalizadas-transposicao-do-sao-francisco-e-adiada>. Acesso em: 04 de Abril de 2018.

COSTA, G. N. P. **Comparação entre os Modelos Não Permanente e Permanente e Uniforme para o Dimensionamento de Galerias de Drenagem**. 2013. 66 f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação em Engenharia Civil) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CPRH – Agência Estadual de Meio Ambiente. **Diagnóstico Socioambiental - Litoral Sul de Pernambuco: Qualidade Ambiental**. Disponível em: <http://www.cprh.pe.gov.br/downloads/2diagnostico_ambiental.pdf>. Acesso em: 29 de Janeiro de 2018.

CPRH – Agência Estadual de Meio Ambiente. Disponível em: <http://www.cprh.pe.gov.br/downloads/N_Relat01-SI.pdf>. Acesso em 28 de Janeiro de 2018.

DANTAS, C. E. O. **Previsão de Controle de Inundações em Meio Urbano com Suporte de Informações Espaciais de Alta Resolução**. 2012. 221 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

FAN, C.; KO, C.-H.; WANG, W.-S. **An innovative modeling approach using Qual2K and HEC-RAS integration to assess the impact of tidal effect on River Water quality simulation**. Journal of Environmental Management, v. 90, p 1824-1832, Abril 2009.

GRIBBIN, J. E. **Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for Stormwater Management**. 4 ed. Delhi: Delmar, 2014.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. **Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation**. Journal of Hydrology, v. 268, p. 87-89, Novembro 2002.

ITEP/OS – Instituto de Tecnologia de Pernambuco. **Resumo Executivo EIA. Sistema de Controle de Cheias da Bacia do Rio Sirinhaém - Barragem Barra de Guabiraba: Resumo Executivo**. Recife, 2011. 48 p.

MAIA, R. P.; BEZERRA, F. H. R. **Condicionamento Estrutural do Relevo do Nordeste Setentrional Brasileiro**. Mercator, Fortaleza, v. 13, p. 127 – 141, Abril 2014.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos: EESC USP, 2006.

RIBEIRO NETO, A. **Modelagem Hidrodinâmica da Bacia do Rio Amazonas**. 2001. 149 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

RIBEIRO NETO, A.; CIRILO, J. A.; DANTAS, C. E. O. et al. **Caracterização da Formação de Cheias na Bacia do Rio Una em Pernambuco: simulação hidráulica-hidrodinâmica**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 20, p. 394 – 403, Junho, 2015.

SANTILLAN, J. R. et al. **Development of a HEC-RAS model for Near-Real Time Flood Extent Monitoring in Marikina River, Philippines**. In: PhilGEOS 2012, 1., 2012. Quenzon City – Philippines.

SANTOS, K. A. **Modelagem do Acompanhamento e Controle de Cheias em Bacias Hidrográficas de Grande Variação de Altitude. Estudo de Caso: Bacia do Rio Mundaú**. 2013. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

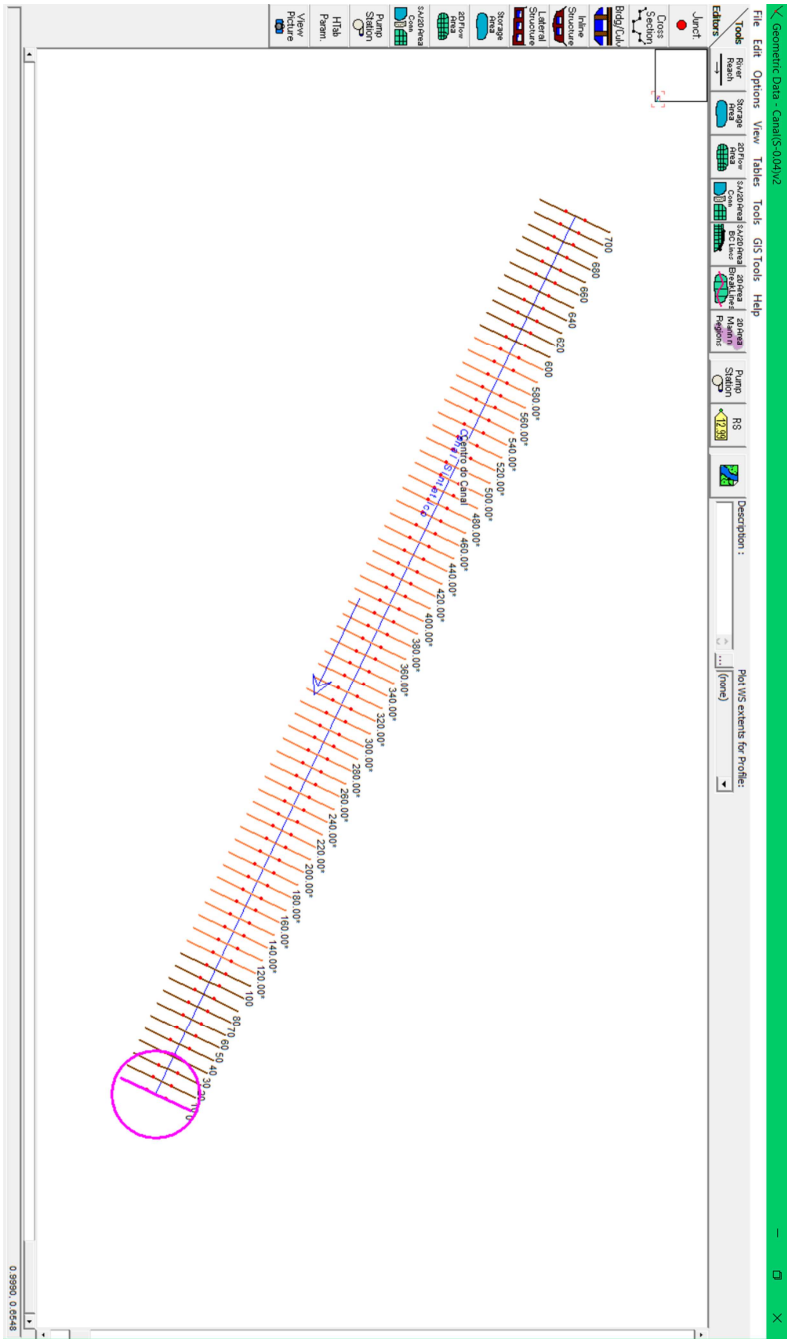
SHARKEY, J. K. **Investigating Instabilities with HEC-RAS Unsteady Flow Modeling for Regulated Rivers at Low Flow Stages**. 2014. 177 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - University of Tennessee, Knoxville, Knoxville, 2014.

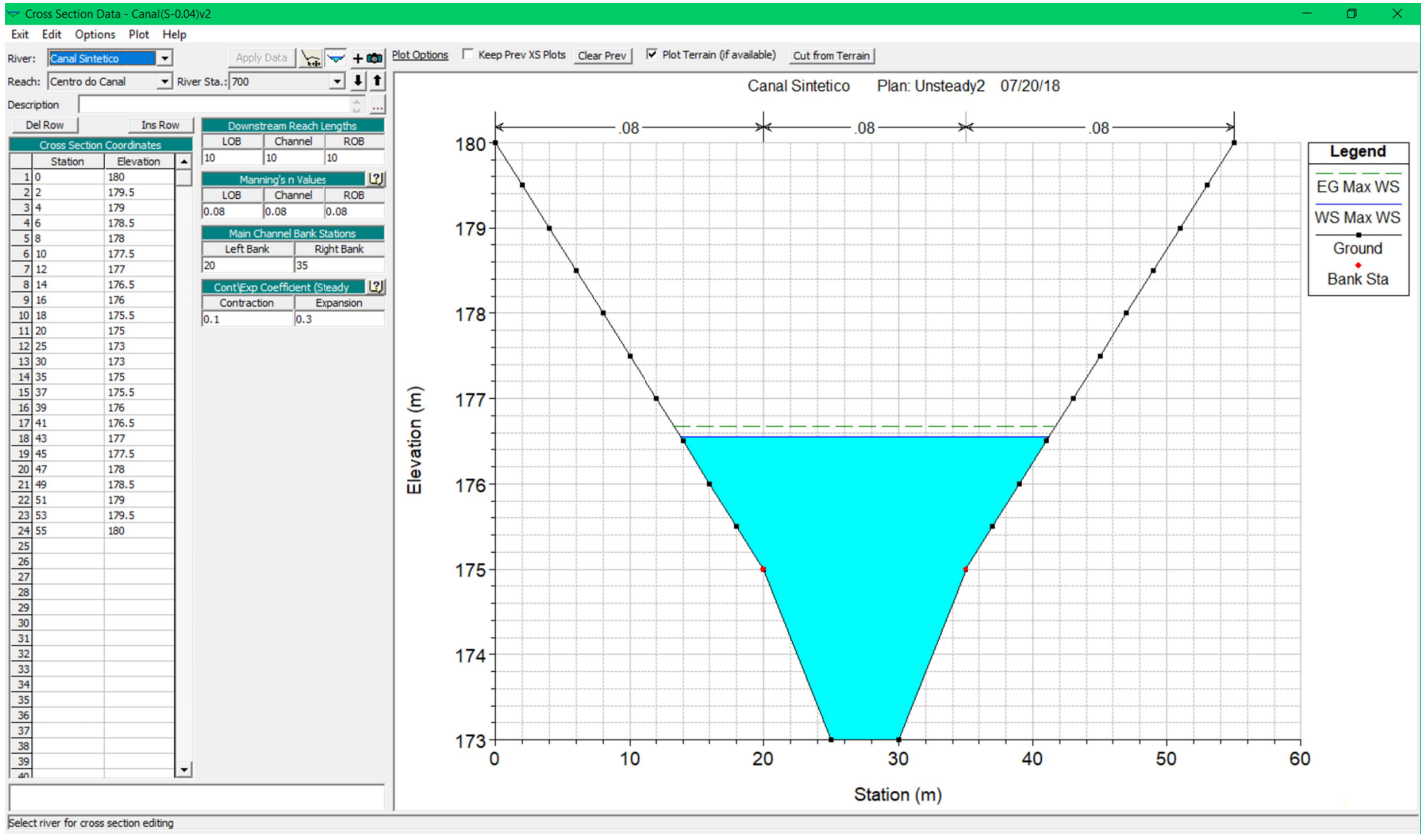
SILVA, E. R. **Modelagem Integrada para Controle de Cheias, Previsão e Alerta de Inundações: Estudo de Caso da Bacia do Rio Una**. 2015. 51 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2015.

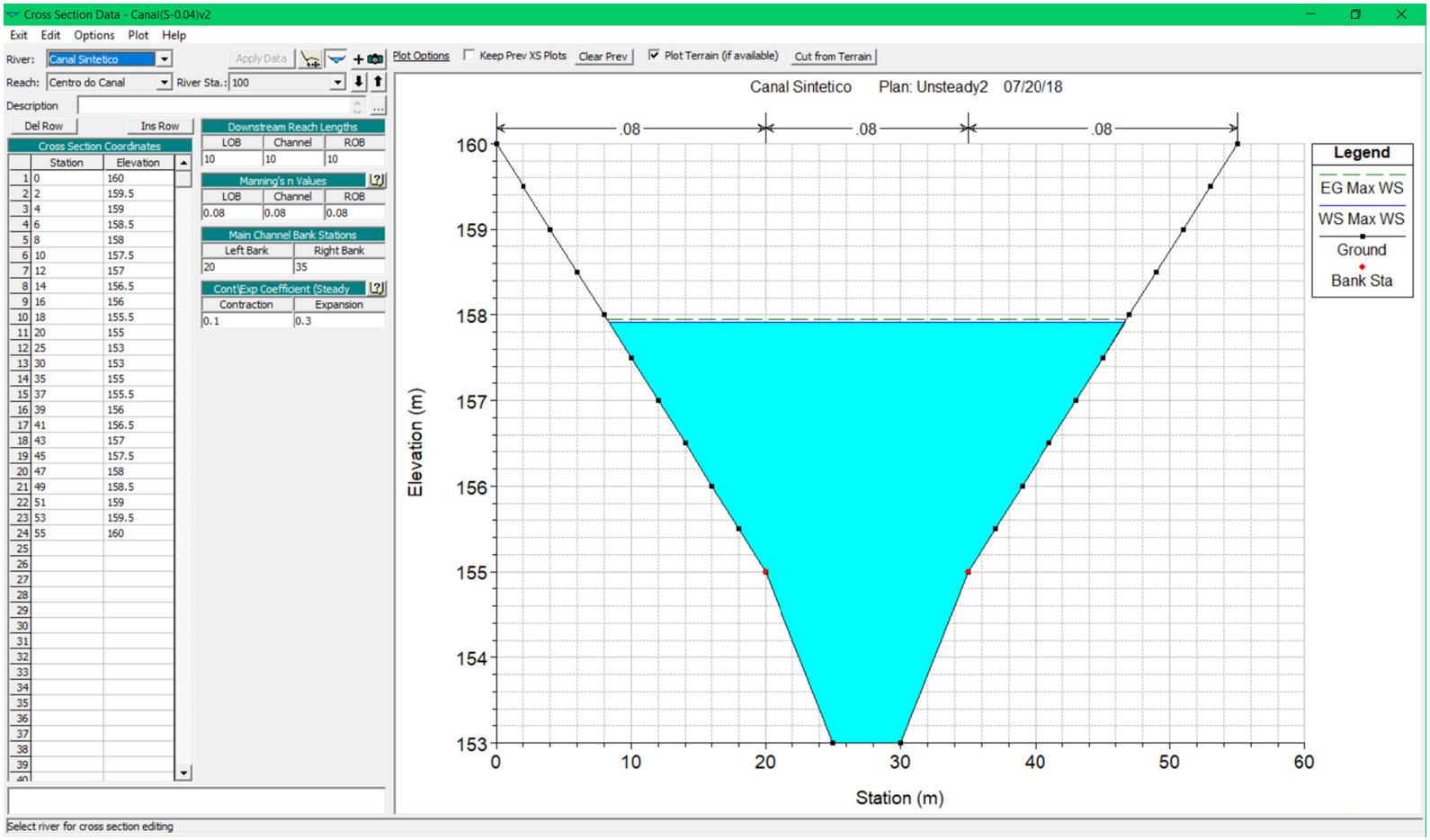
STRELKOFF, T. **Modified-Puls Routing in Chunquantonchee Creek. US Army Corps of Engineers**. Davis, California, p. 46. 1980.

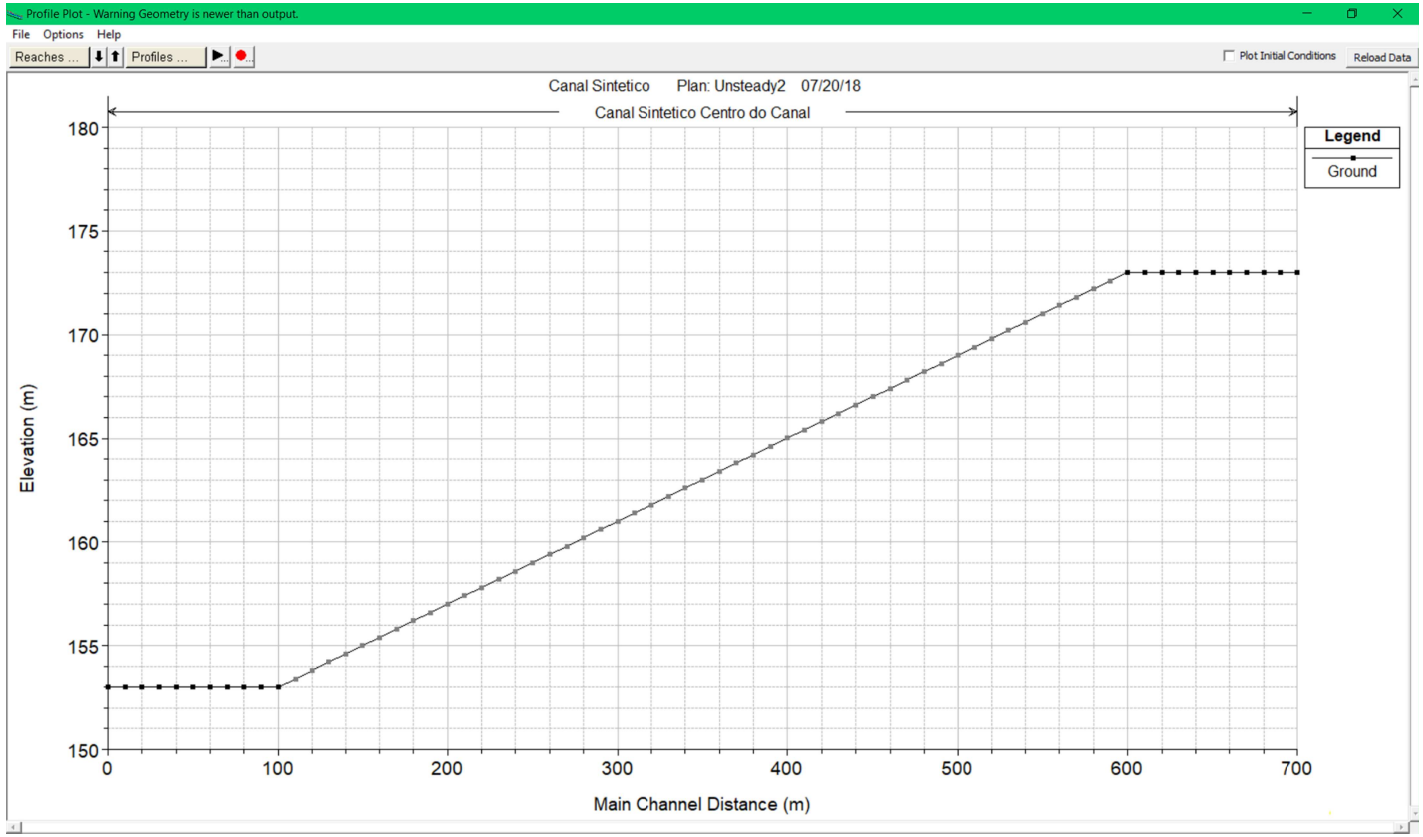
TUCCI, C. **Aspectos Numéricos dos Modelos de Simulação. Blog do Tucci: Recursos Hídricos e Meio Ambiente.** 2017. Disponivel em: <http://rhama.net/wordpress/?p=152>. Acesso em: 04/01/2018.

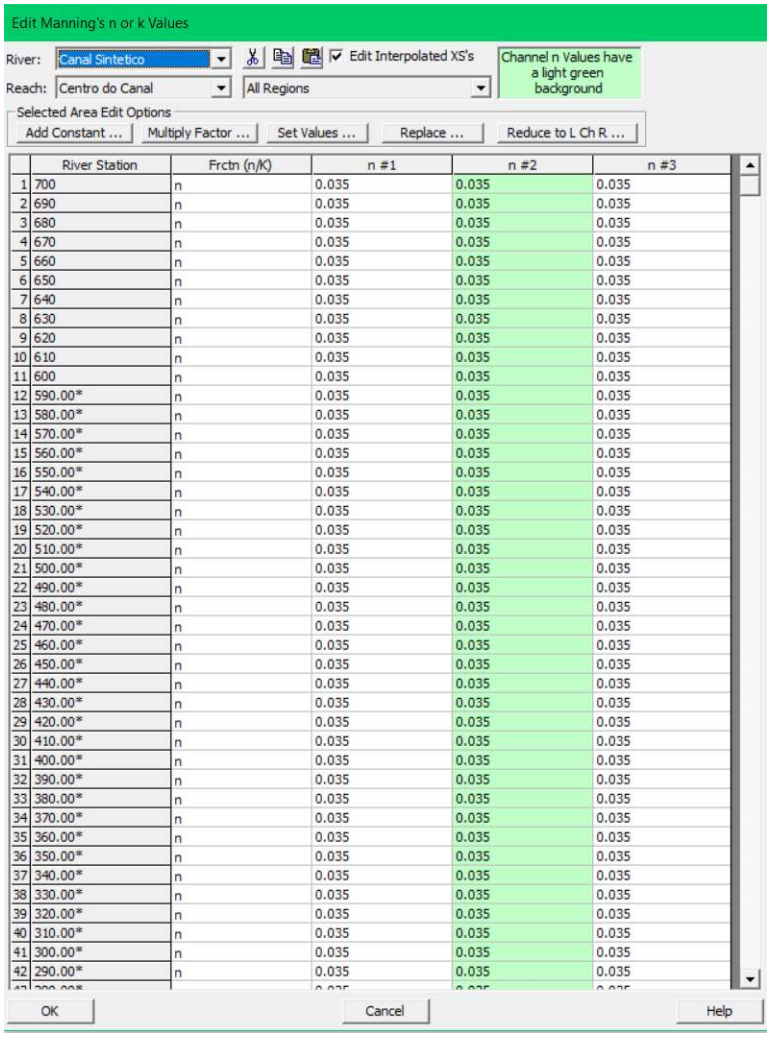
APÊNDICE A – MODELO ARTIFICIAL: DADOS FÍSICOS




Cross Section Data - Canal(S-0.04)v2
Exit Edit Options Plot Help
River: Canal Sintetico
Reach: Centro do Canal
River Sta.: 700
Description
Apply Data
Del Row
Ins Row
Cross Section Coordinates
Station Elevation
1 0 180
2 2 179.5
3 4 179
4 6 178.5
5 8 178
6 10 177.5
7 12 177
8 14 176.5
9 16 176
10 18 175.5
11 20 175
12 25 173
13 30 173
14 35 175
15 37 175.5
16 39 176
17 41 176.5
18 43 177
19 45 177.5
20 47 178
21 49 178.5
22 51 179
23 53 179.5
24 55 180
Downstream Reach Lengths
LOB Channel ROB
10 10 10
Manning's n Values
LOB Channel ROB
0.08 0.08 0.08
Main Channel Bank Stations
Left Bank Right Bank
20 35
Cont\Exp Coefficient (Steady
Contraction Expansion
0.1 0.3
Plot Options
Keep Prev XS Plots
Clear Prev
Plot Terrain (if available)
Cut from Terrain
Canal Sintetico Plan: Unsteady2 07/20/18
.08
.08
.08
Legend
EG Max WS
WS Max WS
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
180
179
178
177
176
175
174
173
0
10
20
30
40
50
60
Station (m)
Select river for cross section editing


Cross Section Data - Canal(S-0.04)v2
Exit Edit Options Plot Help
River: Canal Sintetico
Reach: Centro do Canal
River Sta.: 100
Apply Data
Description
Del Row
Ins Row
Cross Section Coordinates
Station Elevation
1 0 160
2 2 159.5
3 4 159
4 6 158.5
5 8 158
6 10 157.5
7 12 157
8 14 156.5
9 16 156
10 18 155.5
11 20 155
12 25 153
13 30 153
14 35 155
15 37 155.5
16 39 156
17 41 156.5
18 43 157
19 45 157.5
20 47 158
21 49 158.5
22 51 159
23 53 159.5
24 55 160
Downstream Reach Lengths
LOB Channel ROB
10 10 10
Manning's n Values
LOB Channel ROB
0.08 0.08 0.08
Main Channel Bank Stations
Left Bank Right Bank
20 35
Cont\Exp Coefficient (Steady
Contraction Expansion
0.1 0.3
Plot Options
Keep Prev XS Plots
Clear Prev
Plot Terrain (if available)
Cut from Terrain
Canal Sintetico Plan: Unsteady2 07/20/18
.08
.08
.08
Legend
EG Max WS
WS Max WS
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
160
159
158
157
156
155
154
153
0
10
20
30
40
50
60
Station (m)
Select river for cross section editing

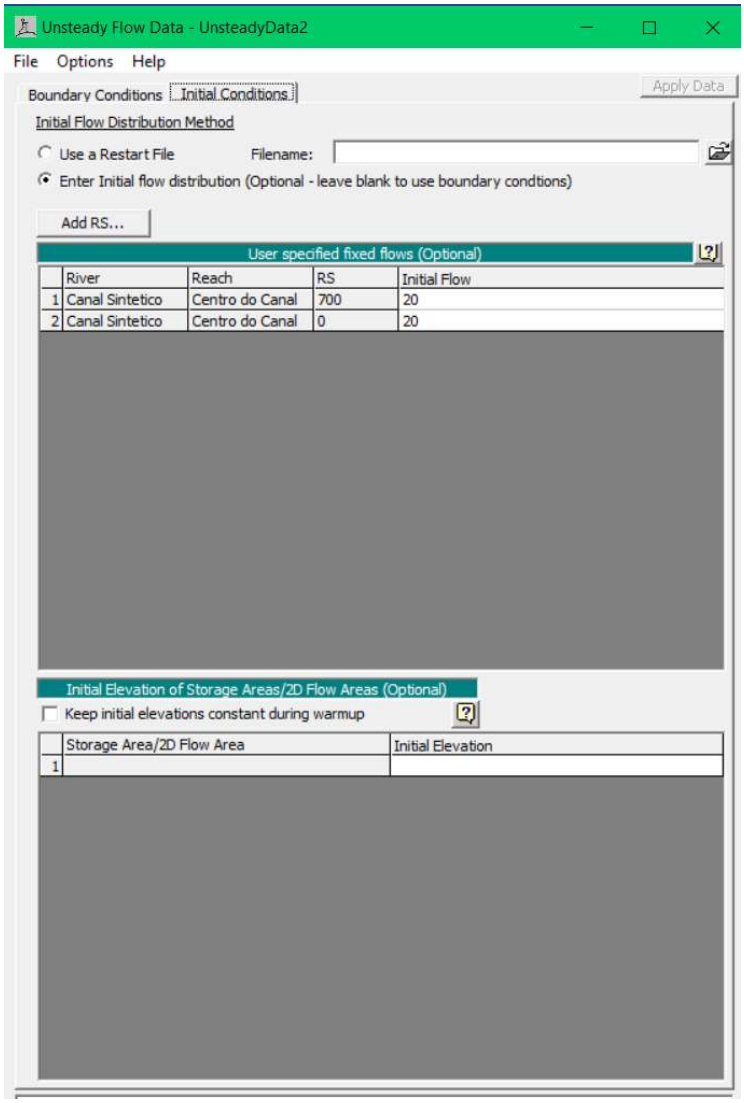

Profile Plot - Warning Geometry is newer than output.
File Options Help
Reaches ...
Profiles ...
Plot Initial Conditions
Reload Data
Canal Sintetico Plan: Unsteady2 07/20/18
Canal Sintetico Centro do Canal
Legend
Ground
Elevation (m)
180
175
170
165
160
155
150
0
100
200
300
400
500
600
700
Main Channel Distance (m)

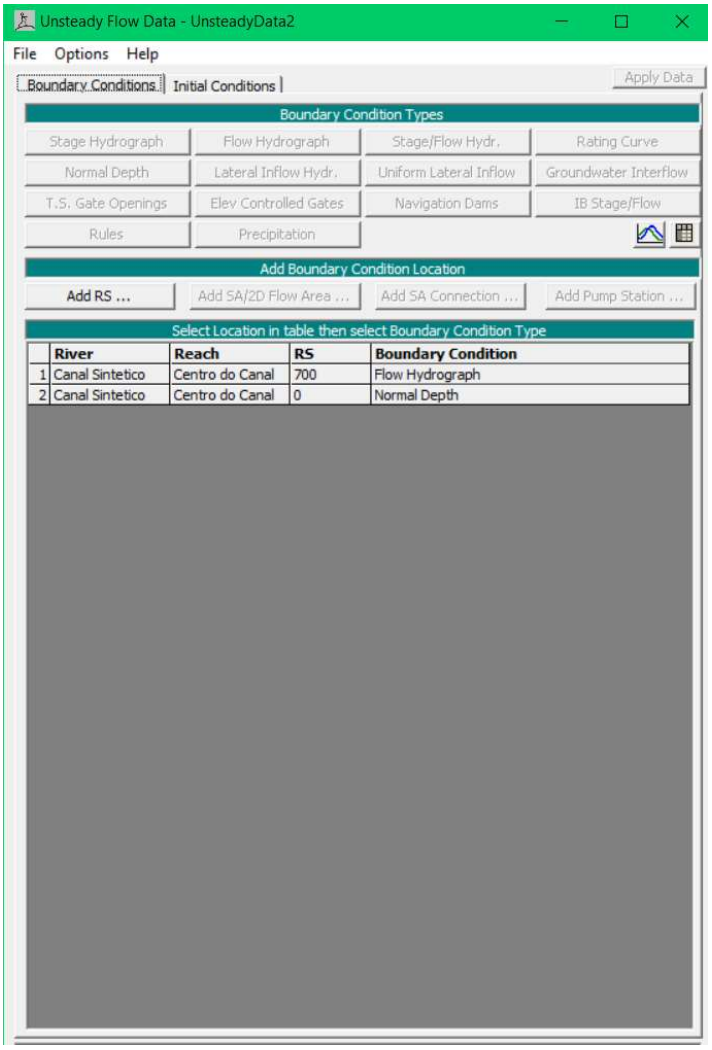


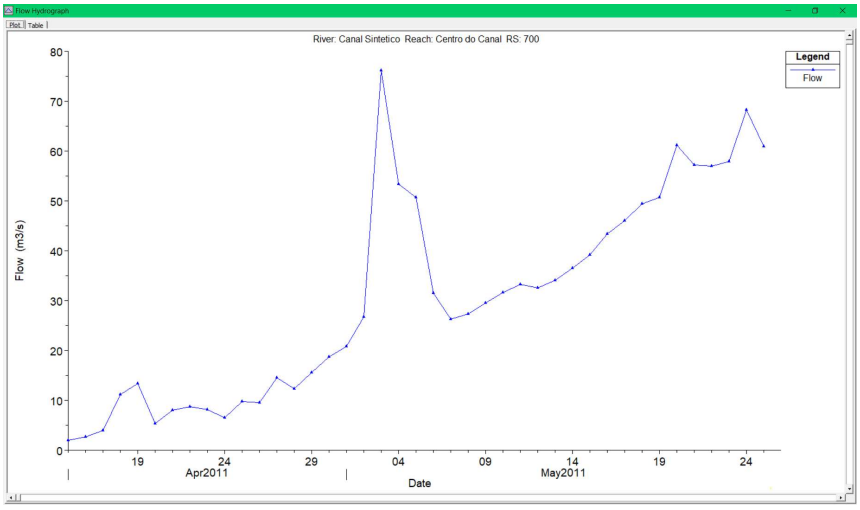
	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	700	n	0.035	0.035	0.035
2	690	n	0.035	0.035	0.035
3	680	n	0.035	0.035	0.035
4	670	n	0.035	0.035	0.035
5	660	n	0.035	0.035	0.035
6	650	n	0.035	0.035	0.035
7	640	n	0.035	0.035	0.035
8	630	n	0.035	0.035	0.035
9	620	n	0.035	0.035	0.035
10	610	n	0.035	0.035	0.035
11	600	n	0.035	0.035	0.035
12	590.00*	n	0.035	0.035	0.035
13	580.00*	n	0.035	0.035	0.035
14	570.00*	n	0.035	0.035	0.035
15	560.00*	n	0.035	0.035	0.035
16	550.00*	n	0.035	0.035	0.035
17	540.00*	n	0.035	0.035	0.035
18	530.00*	n	0.035	0.035	0.035
19	520.00*	n	0.035	0.035	0.035
20	510.00*	n	0.035	0.035	0.035
21	500.00*	n	0.035	0.035	0.035
22	490.00*	n	0.035	0.035	0.035
23	480.00*	n	0.035	0.035	0.035
24	470.00*	n	0.035	0.035	0.035
25	460.00*	n	0.035	0.035	0.035
26	450.00*	n	0.035	0.035	0.035
27	440.00*	n	0.035	0.035	0.035
28	430.00*	n	0.035	0.035	0.035
29	420.00*	n	0.035	0.035	0.035
30	410.00*	n	0.035	0.035	0.035
31	400.00*	n	0.035	0.035	0.035
32	390.00*	n	0.035	0.035	0.035
33	380.00*	n	0.035	0.035	0.035
34	370.00*	n	0.035	0.035	0.035
35	360.00*	n	0.035	0.035	0.035
36	350.00*	n	0.035	0.035	0.035
37	340.00*	n	0.035	0.035	0.035
38	330.00*	n	0.035	0.035	0.035
39	320.00*	n	0.035	0.035	0.035
40	310.00*	n	0.035	0.035	0.035
41	300.00*	n	0.035	0.035	0.035
42	290.00*	n	0.035	0.035	0.035

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
30	410.00*	n	0.035	0.035	0.035
31	400.00*	n	0.035	0.035	0.035
32	390.00*	n	0.035	0.035	0.035
33	380.00*	n	0.035	0.035	0.035
34	370.00*	n	0.035	0.035	0.035
35	360.00*	n	0.035	0.035	0.035
36	350.00*	n	0.035	0.035	0.035
37	340.00*	n	0.035	0.035	0.035
38	330.00*	n	0.035	0.035	0.035
39	320.00*	n	0.035	0.035	0.035
40	310.00*	n	0.035	0.035	0.035
41	300.00*	n	0.035	0.035	0.035
42	290.00*	n	0.035	0.035	0.035
43	280.00*	n	0.035	0.035	0.035
44	270.00*	n	0.035	0.035	0.035
45	260.00*	n	0.035	0.035	0.035
46	250.00*	n	0.035	0.035	0.035
47	240.00*	n	0.035	0.035	0.035
48	230.00*	n	0.035	0.035	0.035
49	220.00*	n	0.035	0.035	0.035
50	210.00*	n	0.035	0.035	0.035
51	200.00*	n	0.035	0.035	0.035
52	190.00*	n	0.035	0.035	0.035
53	180.00*	n	0.035	0.035	0.035
54	170.00*	n	0.035	0.035	0.035
55	160.00*	n	0.035	0.035	0.035
56	150.00*	n	0.035	0.035	0.035
57	140.00*	n	0.035	0.035	0.035
58	130.00*	n	0.035	0.035	0.035
59	120.00*	n	0.035	0.035	0.035
50	110.00*	n	0.035	0.035	0.035
51	100	n	0.035	0.035	0.035
52	90	n	0.035	0.035	0.035
53	80	n	0.035	0.035	0.035
54	70	n	0.035	0.035	0.035
55	60	n	0.035	0.035	0.035
56	50	n	0.035	0.035	0.035
57	40	n	0.035	0.035	0.035
58	30	n	0.035	0.035	0.035
59	20	n	0.035	0.035	0.035
70	10	n	0.035	0.035	0.035
71	0	n	0.035	0.035	0.035

APÊNDICE B – MODELO ARTIFICIAL: DADOS HIDROLÓGICOS



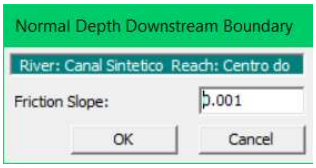

Unsteady Flow Data - UnsteadyData2
File Options Help
Boundary Conditions Initial Conditions
Apply Data
Boundary Condition Types
Stage Hydrograph
Flow Hydrograph
Stage/Flow Hydr.
Rating Curve
Normal Depth
Lateral Inflow Hydr.
Uniform Lateral Inflow
Groundwater Interflow
T.S. Gate Openings
Elev Controlled Gates
Navigation Dams
IB Stage/Flow
Rules
Precipitation
Add Boundary Condition Location
Add RS ...
Add SA/2D Flow Area ...
Add SA Connection ...
Add Pump Station ...
Select Location in table then select Boundary Condition Type
River
Reach
RS
Boundary Condition
1 Canal Sintetico Centro do Canal 700 Flow Hydrograph
2 Canal Sintetico Centro do Canal 0 Normal Depth



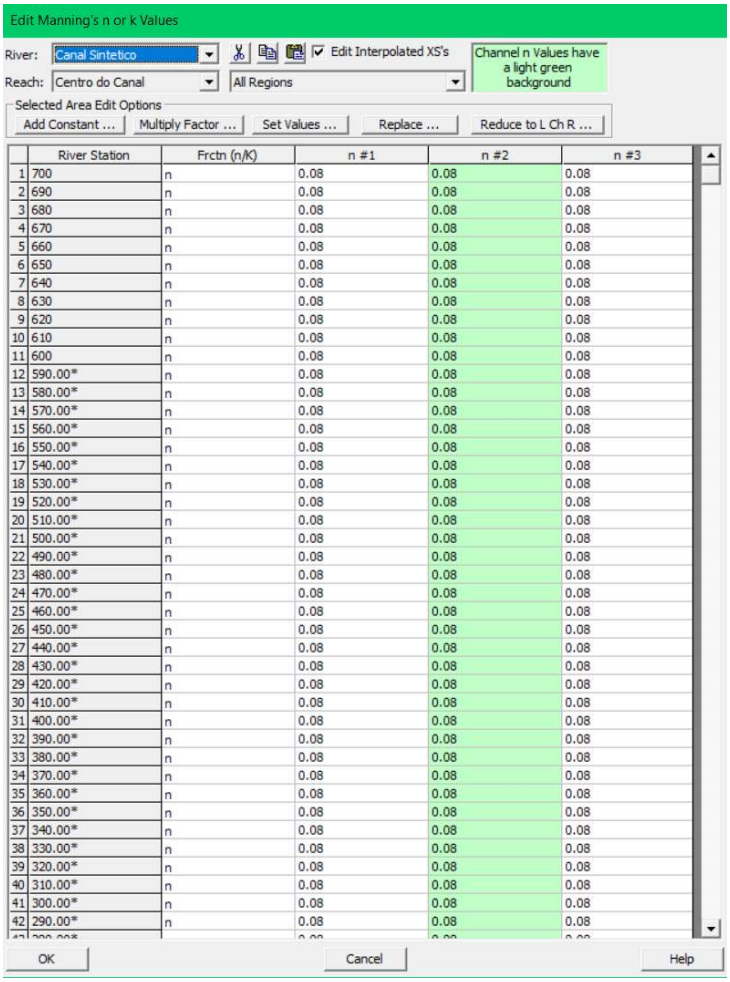
Flow Hydrograph

Plot Table

	Flow Date	Flow Flow (m3/s)
1	40648.000	2.000
2	40649.000	2.640
3	40650.000	4.010
4	40651.000	11.210
5	40652.000	13.410
6	40653.000	5.310
7	40654.000	8.060
8	40655.000	8.680
9	40656.000	8.090
10	40657.000	6.530
11	40658.000	9.750
12	40659.000	9.510
13	40660.000	14.480
14	40661.000	12.270
15	40662.000	15.570
16	40663.000	18.670
17	40664.000	20.800
18	40665.000	26.710
19	40666.000	76.200
20	40667.000	53.390
21	40668.000	50.650
22	40669.000	31.530
23	40670.000	26.270
24	40671.000	27.290
25	40672.000	29.490
26	40673.000	31.630
27	40674.000	33.220
28	40675.000	32.580
29	40676.000	34.120
30	40677.000	36.500
31	40678.000	39.190
32	40679.000	43.380
33	40680.000	45.990
34	40681.000	49.460
35	40682.000	50.680
36	40683.000	61.200
37	40684.000	57.160
38	40685.000	56.940
39	40686.000	57.870
40	40687.000	68.200
41	40688.000	60.930



APÊNDICE C – DADOS: SOLUÇÃO 1



Edit Manning's n or k Values

River: Canal Sintetico | Edit Interpolated XS's | Channel n Values have a light green background

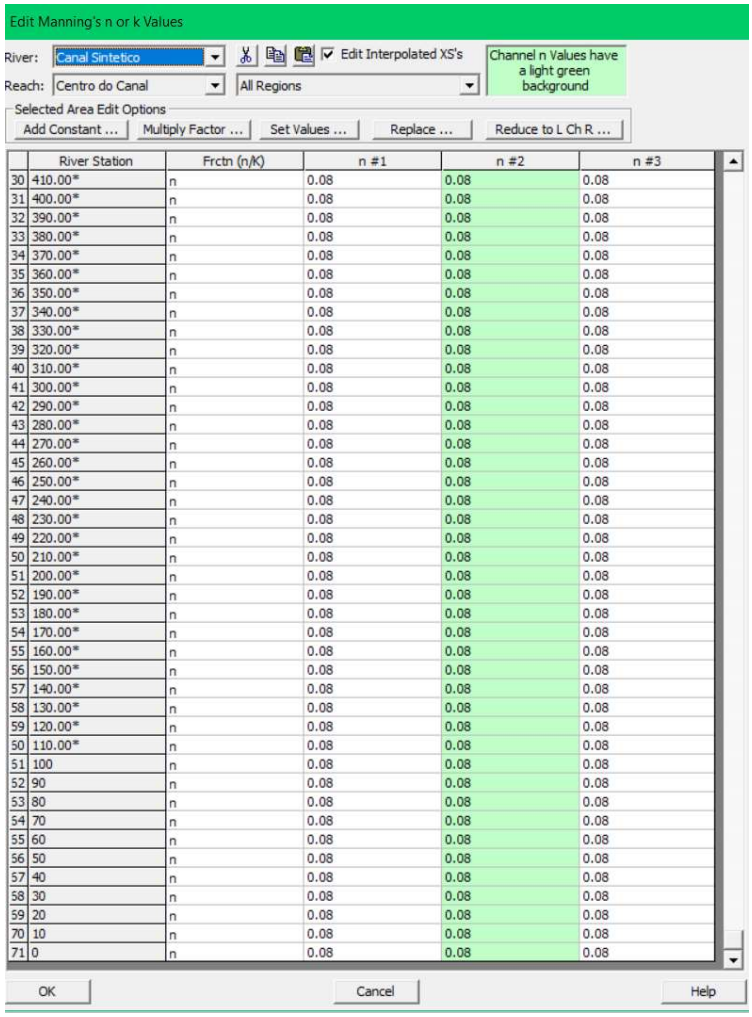
Reach: Centro do Canal | All Regions

Selected Area Edit Options

Add Constant ... | Multiply Factor ... | Set Values ... | Replace ... | Reduce to L Ch R ...

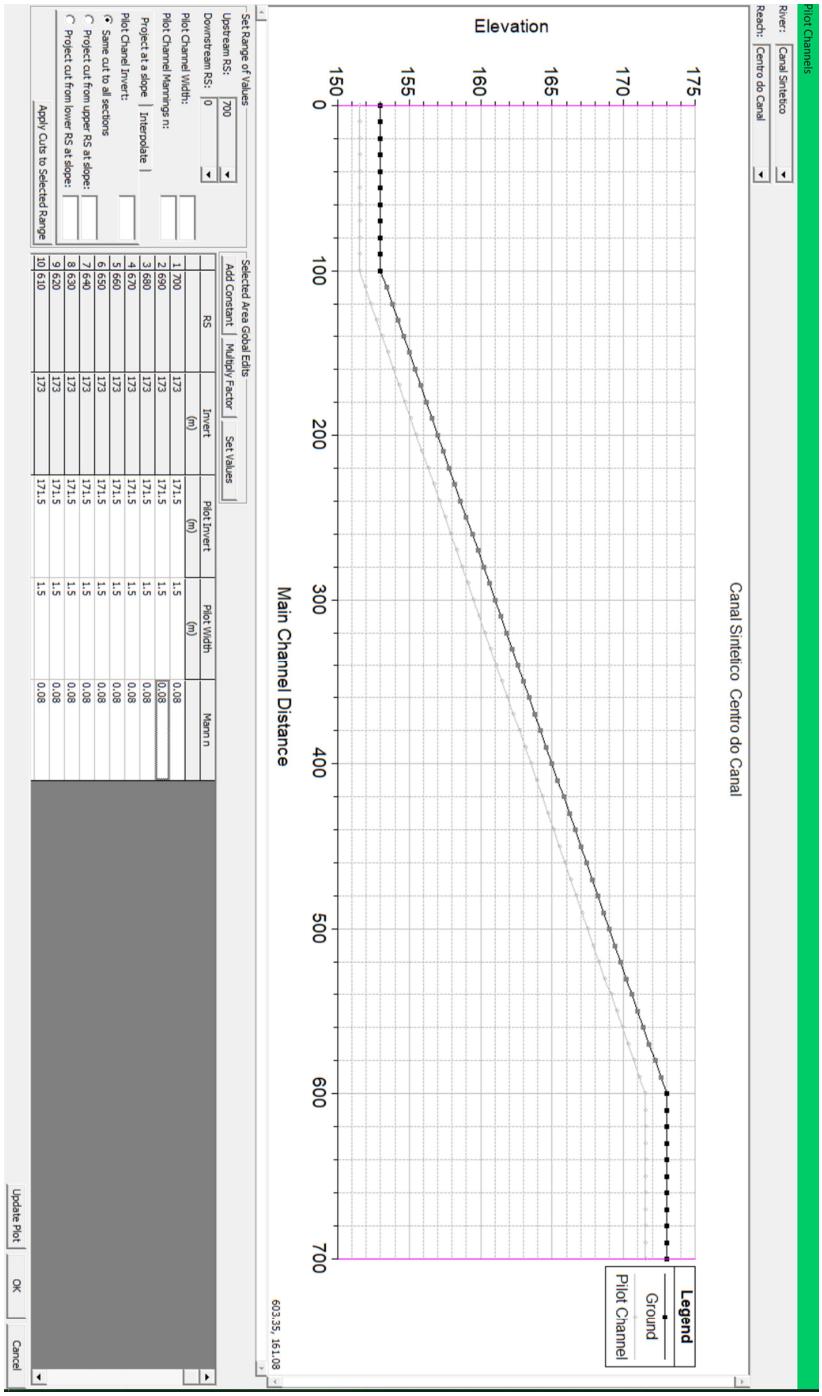
	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	700	n	0.08	0.08	0.08
2	690	n	0.08	0.08	0.08
3	680	n	0.08	0.08	0.08
4	670	n	0.08	0.08	0.08
5	660	n	0.08	0.08	0.08
6	650	n	0.08	0.08	0.08
7	640	n	0.08	0.08	0.08
8	630	n	0.08	0.08	0.08
9	620	n	0.08	0.08	0.08
10	610	n	0.08	0.08	0.08
11	600	n	0.08	0.08	0.08
12	590.00*	n	0.08	0.08	0.08
13	580.00*	n	0.08	0.08	0.08
14	570.00*	n	0.08	0.08	0.08
15	560.00*	n	0.08	0.08	0.08
16	550.00*	n	0.08	0.08	0.08
17	540.00*	n	0.08	0.08	0.08
18	530.00*	n	0.08	0.08	0.08
19	520.00*	n	0.08	0.08	0.08
20	510.00*	n	0.08	0.08	0.08
21	500.00*	n	0.08	0.08	0.08
22	490.00*	n	0.08	0.08	0.08
23	480.00*	n	0.08	0.08	0.08
24	470.00*	n	0.08	0.08	0.08
25	460.00*	n	0.08	0.08	0.08
26	450.00*	n	0.08	0.08	0.08
27	440.00*	n	0.08	0.08	0.08
28	430.00*	n	0.08	0.08	0.08
29	420.00*	n	0.08	0.08	0.08
30	410.00*	n	0.08	0.08	0.08
31	400.00*	n	0.08	0.08	0.08
32	390.00*	n	0.08	0.08	0.08
33	380.00*	n	0.08	0.08	0.08
34	370.00*	n	0.08	0.08	0.08
35	360.00*	n	0.08	0.08	0.08
36	350.00*	n	0.08	0.08	0.08
37	340.00*	n	0.08	0.08	0.08
38	330.00*	n	0.08	0.08	0.08
39	320.00*	n	0.08	0.08	0.08
40	310.00*	n	0.08	0.08	0.08
41	300.00*	n	0.08	0.08	0.08
42	290.00*	n	0.08	0.08	0.08

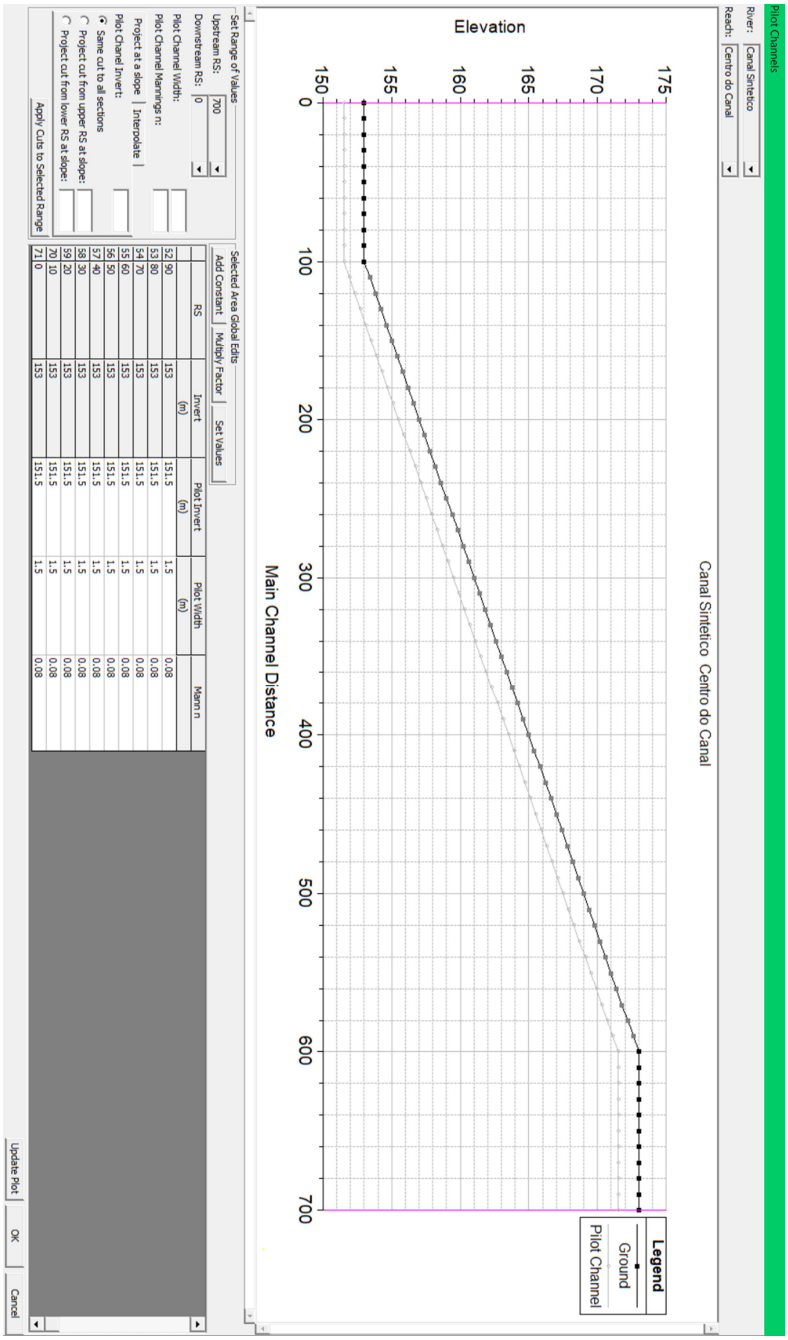
OK | Cancel | Help



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
30	410.00*	n	0.08	0.08	0.08
31	400.00*	n	0.08	0.08	0.08
32	390.00*	n	0.08	0.08	0.08
33	380.00*	n	0.08	0.08	0.08
34	370.00*	n	0.08	0.08	0.08
35	360.00*	n	0.08	0.08	0.08
36	350.00*	n	0.08	0.08	0.08
37	340.00*	n	0.08	0.08	0.08
38	330.00*	n	0.08	0.08	0.08
39	320.00*	n	0.08	0.08	0.08
40	310.00*	n	0.08	0.08	0.08
41	300.00*	n	0.08	0.08	0.08
42	290.00*	n	0.08	0.08	0.08
43	280.00*	n	0.08	0.08	0.08
44	270.00*	n	0.08	0.08	0.08
45	260.00*	n	0.08	0.08	0.08
46	250.00*	n	0.08	0.08	0.08
47	240.00*	n	0.08	0.08	0.08
48	230.00*	n	0.08	0.08	0.08
49	220.00*	n	0.08	0.08	0.08
50	210.00*	n	0.08	0.08	0.08
51	200.00*	n	0.08	0.08	0.08
52	190.00*	n	0.08	0.08	0.08
53	180.00*	n	0.08	0.08	0.08
54	170.00*	n	0.08	0.08	0.08
55	160.00*	n	0.08	0.08	0.08
56	150.00*	n	0.08	0.08	0.08
57	140.00*	n	0.08	0.08	0.08
58	130.00*	n	0.08	0.08	0.08
59	120.00*	n	0.08	0.08	0.08
50	110.00*	n	0.08	0.08	0.08
51	100	n	0.08	0.08	0.08
52	90	n	0.08	0.08	0.08
53	80	n	0.08	0.08	0.08
54	70	n	0.08	0.08	0.08
55	60	n	0.08	0.08	0.08
56	50	n	0.08	0.08	0.08
57	40	n	0.08	0.08	0.08
58	30	n	0.08	0.08	0.08
59	20	n	0.08	0.08	0.08
70	10	n	0.08	0.08	0.08
71	0	n	0.08	0.08	0.08

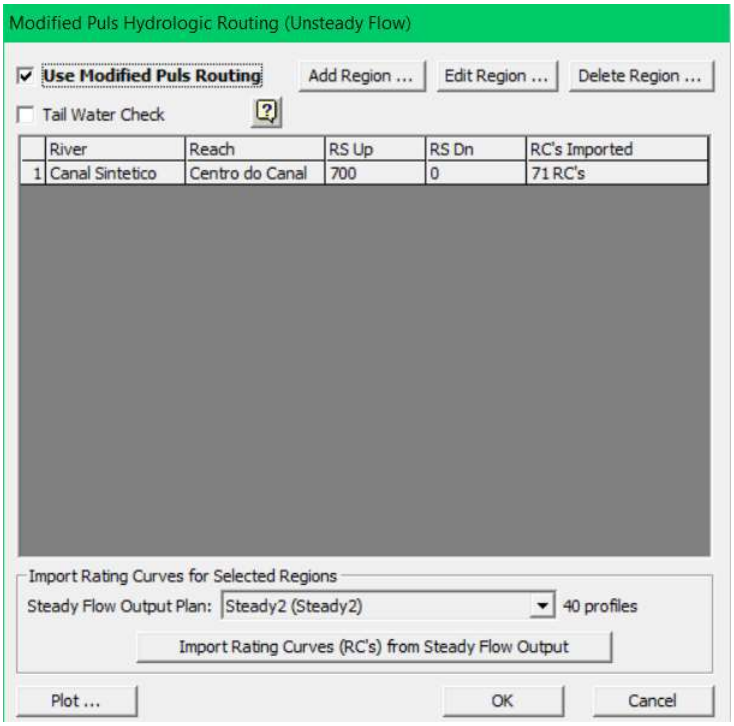
APÊNDICE D – DADOS: SOLUÇÃO 2




Pilot Channels
River: Canal Sintetico
Reach: Centro do Canal
Canal Sintetico Centro do Canal
Elevation
Main Channel Distance
Legend
Ground
Pilot Channel
Set Range of Values
Upstream RS: 700
Downstream RS: 0
Pilot Channel Width:
Pilot Channel Mannings n:
Project at a slope
Interpolate
Pilot Channel Invert:
Same cut to all sections
Project cut from upper RS at slope:
Project cut from lower RS at slope:
Apply Cuts to Selected Range
Selected Area Global Edits
Add Constant
Multiply Factor
Set Values
RS
Invert (m)
Pilot Invert (m)
Pilot Width (m)
Mann n
Update Plot
OK
Cancel

APÊNDICE E – DADOS: SOLUÇÃO 3

Steady Flow Data - Steady2
File Options Help
Enter/Edit Number of Profiles (2000 max): 40
Reach Boundary Conditions ...
Apply Data
Locations of Flow Data Changes
River: Canal Sintetico
Reach: Centro do Canal
River Sta.: 700
Add Multiple...
Add A Flow Change Location
Flow Change Location
Profile Names and Flow Rates
River
Reach
RS
PF 24
PF 25
PF 26
PF 27
PF 28
PF 29
PF 30
PF 31
PF 32
PF 33
PF 34
PF 35
PF 36
PF 37
PF 38
PF 39
PF 40
1 Canal Sintetico
Centro do Canal
700
48
50
52
54
56
58
60
62
64
66
68
70
72
74
76
78
80
Steady Flow Boundary Conditions
Set boundary for all profiles
Set boundary for one profile at a time
Available External Boundary Condition Types
Known W.S.
Critical Depth
Normal Depth
Rating Curve
Delete
Selected Boundary Condition Locations and Types
River
Reach
Profile
Upstream
Downstream
Canal Sintetico
Centro do Canal
all
Normal Depth S = 0.001
Normal Depth S = 0.001
Steady Flow Reach/Storage Area Optimization ...
OK
Cancel
Help
Enter to accept data changes.


Modified Puls Hydrologic Routing (Unsteady Flow)
Use Modified Puls Routing
Add Region ...
Edit Region ...
Delete Region ...
Tail Water Check
River
Reach
RS Up
RS Dn
RC's Imported
1
Canal Sintetico
Centro do Canal
700
0
71 RC's
Import Rating Curves for Selected Regions
Steady Flow Output Plan:
Steady2 (Steady2)
40 profiles
Import Rating Curves (RC's) from Steady Flow Output
Plot ...
OK
Cancel