

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
RECURSOS HÍDRICOS

**INTERCOMPARAÇÃO DE MODELOS HIDRODINÂMICO E
HIDRÁULICO NO ESTUDO DE RIO ESTUARINO**

RÔMULO SABOYA RIBEIRO

Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração Recursos Hídricos, como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre

Fortaleza – CE
2005

Esta Dissertação foi apresentada como parte dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos, outorgada pela Universidade Federal do Ceará, em cuja Biblioteca Central, encontra-se à disposição dos interessados.

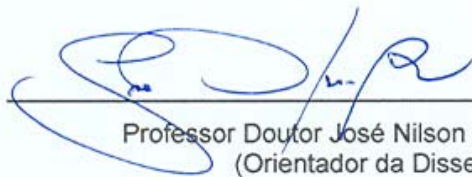
A citação de quaisquer trechos desta Dissertação é permitida, desde que seja feita de conformidade com as normas da ética científica.



Rômulo Saboya Ribeiro

Dissertação Aprovada em 08 / 12 / 2005

Examinadores:




Professor Doutor José Nilson Beserra Campos
(Orientador da Dissertação)

Universidade Federal do Ceará



Professor Doutor Raimundo Oliveira Souza

Universidade Federal do Ceará



Doutor José Pedro Rebés Lima

Examinador Externo

Dedico:

A Deus, por todas as dificuldades que consegui superar;

a minha esposa Regina e filhos Tiago, Roger e Raquel, pelo apoio e compreensão;

aos meus Pais Raimundo Néide e Elizabeth, pelo ensinamento de vida.

Homenagens especiais:

Ao Professor José Nilson Beserra Campos,
pela orientação decisiva para o desenvolvimento
deste trabalho.

Ao Professor Francisco Osny Enéas da Silva,
pela amizade, incentivo e grande colaboração
para realização desse trabalho.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, na pessoa do Professor Doutor Marco Aurélio Holanda de Castro, pela cooperação e atenção constantes;

aos Professores do Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos: Prof. Horst Frischkorn, Prof. Jonh Kennedy, Prof. Walter Martins Ferreira Filho, Prof. Eduardo Sávio, Prof. Raimundo Oliveira e Profa. Ticiania Marinho de Carvalho Studart , pela contribuição acadêmica, amizade, atenção e estímulo dispensados durante todo o curso;

aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos: Namir, Vicente Melo e Paulo Roberto, pela amizade e apoio;

ao Secretário de Recursos Hídricos - SRH, Hipérides Pereira de Macedo e ao Superintendente de Obras Hidráulicas – SOHIDRA, Francisco José Coelho Teixeira e Secretária Adjunta Dra. Mércia Sales, pelo incentivo e oportunidade de participar deste curso;

aos colegas da GEPRO/COGERH – Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos e ao Diretor de Planejamento Nilo Cesarano pelo apoio e amizade;

ao Secretário Adjunto da SRH, Renato Ribeiro Rolim e ao Coordenador de Gestão dos Recursos Hídricos, Antonio Martins da Costa, pela amizade e compreensão;

à Biblioteca da Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFC, na pessoa da Sra. Umbelina Caldas Neta, pelo apoio e auxílio constantes à execução deste trabalho;

Enfim, a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para o desenvolvimento do presente trabalho.

RESUMO

O tema central do presente trabalho é um estudo comparativo entre a aplicação de um modelo hidráulico e um modelo hidrodinâmico, na avaliação dos transientes hidráulicos no estuário do Rio Cocó, em Fortaleza-CE, considerando-se a variação de maré. Os modelos empregados foram o HEC-RAS versão 3.1 que tem alta precisão geométrica nos cálculos por seção, mas não lida com fluxo negativo de maré e o modelo DYNHYD 5.0 que lida com intrusão de maré, mas está limitado a uma seção retangular equivalente para representar a forma geométrica real da seção de interesse. Observou-se nas simulações realizadas que o HEC-RAS não consegue descrever a evolução do prisma de maré dentro do estuário do Rio Cocó, mas se o objetivo for à determinação das envoltórias de níveis máximo e mínimo, o resultado é bastante satisfatório e que os perfis da linha d'água obtidos com as seções topográficas levantadas por Villela, seguem o mesmo padrão dos perfis obtidos com as seções topográficas levantadas por Silva, não sofrendo portanto, influência devido aos períodos distintos (dezesseis anos) dos levantamentos topográficos. Quanto ao modelo DYNHYD5, este apresenta uma maior precisão na determinação da oscilação verdadeira dos níveis de água no estuário e os perfis da linha d'água obtidos com as seções Villela, apresentaram uma mudança brusca em seu comportamento ao longo do perfil longitudinal do rio, diferenciando-se do perfil com as seções Silva que se mostrou bem mais estável.

ABSTRACT

The main theme of the present work is a comparative study between the application of a hydraulic model and a hydrodynamic model, in the evaluation of the hydraulic transient ones in the estuary of Rio Cocó, in Fortaleza-CE, being considered the tide variation. The models used were the HEC-RAS version 3.1 that has high geometric precision in the calculations for section, but doesn't deal with negative flow of tide and the model DYNHYD 5.0 that deals with tide intrusion, but it is limited to an equivalent rectangular section to represent the real geometric form of the section of interest. It was observed in the simulations accomplished that the HEC-RAS can't describe the evolution of the tide prism inside of the estuary of the Rio Cocó, but if the objective is the determination of the envelope of maximum and minimum levels, the result is quite satisfactory and that the profiles of the line of water obtained with the lifted up topographical sections by Villela, they follow the same pattern of the profile obtained with the lifted up topographical sections by Silva, not suffering therefore, influence due to the different periods (sixteen years) of the topographical risings. As for the model DYNHYD5, this presents a larger precision in the determination of the real oscillation of water levels in the estuary and that the line of water obtained with the sections Villela, they presented an abrupt change in their behavior along the longitudinal profile of the river, differing of the profile with the sections Silva that was shown much stableer.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Justificativa.....	15
1.2 Objetivos.....	16
1.2.1 Objetivos Geral.....	16
1.2.2 Objetivos Específicos.....	16
1.3 Organização da Dissertação.....	17
2 DESCRIÇÃO DA BACIA DO RIO COCÓ.....	18
2.1 Característica.....	19
2.2 Clima e vegetação.....	21
2.3 Geologia.....	21
2.4 Área de preservação.....	25
2.5 Classificação do Rio Cocó.....	25
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	27
3.1 Modelos.....	27
3.1.1 Modelo HEC-RAS.....	33
3.1.2 Modelo DYNHYD5.....	35
4 METODOLOGIA.....	43
4.1 Características Gerais.....	43
4.2 Parâmetros do modelo HEC-RAS.....	47
4.3 Parâmetros do modelo DYNHYD5.....	48
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	50
5.1 Resultado do modelo HEC-RAS.....	50
5.1.1 Aplicação do modelo HEC-RAS com as Seções Silva.....	50
5.1.2 Aplicação do modelo HEC-RAS com as Seções Villela.....	54
5.2 Resultado do modelo DYNHYD5.....	58
5.2.1 Aplicação do modelo DYNHYD5 com as Seções Silva.....	61
5.2.2 Aplicação do modelo DYNHYD5 com as Seções Villela.....	64
5.3 Resultados dos modelos DYNHYD5 e HEC-RAS.....	68
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	72
6.1 Conclusões.....	72
6.2 Recomendações.....	74
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
ANEXOS.....	79

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Imagem de Satélite da Bacia Hidrográfica do Rio Cocó;
- Figura 2 - Mapa do rio Cocó e seus afluentes;
- Figura 3 - Mapa Geológico da região onde se localiza a bacia hidrográfica do Cocó;
- Figura 4 - Coluna estratigráfica da bacia Sedimentar Costeira do Cocó;
- Figura 5 - Foto do Rio Cocó tirada da ponte da Av. Sebastião de Abreu;
- Figura 6 - Representação dos Termos da Equação da Energia;
- Figura 7 - Apresentação do resultado de uma seção modelada com o Hec-Ras;
- Figura 8 - Termos da Equação da Continuidade;
- Figura 9 - Termos da Equação da Quantidade de Movimento;
- Figura 10 - Mapa de localização das seções Silva;
- Figura 11 - Mapa de localização das seções Villela;
- Figura 12 - Perfil da linha d'água para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=0,55$ e $2,89\text{m}$ (Seções Silva / Hec-Ras);
- Figura 13 - Perfil da linha d'água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=0,55$ e $2,89\text{m}$ (Seções Silva / Hec-Ras);
- Figura 14- Perfil da linha d'água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=0,55$ e $2,89\text{m}$ (Seções Villela / Hec-Ras);
- Figura 15 - Perfil da linha d'água para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=0,55$ e $2,89\text{m}$ (Seções Villela /Hec-Ras);
- Fioura 16 – Mapa de localização das seções de controle selecionadas;
- Figura 17 - Gráfico das oscilações de nível d'água nas seções de controle (Modelo DYNHYD5);
- Figura 18 – Detalhe do Gráfico da Figura 17;

- Figura 19 - Perfil da linha d'água para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Silva / DYNHYD5);
- Figura 20 - Perfil da linha d'água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Silva / DYNHYD5);
- Figura 21 - Perfil da linha d'água para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Villela / DYNHYD5);
- Figura 22 - Perfil da linha d'água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Villela / DYNHYD5);
- Figura 23 - Resultados do DYNHYD5 e HEC-RAS p/ $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Silva);
- Figura 24 - Resultados do DYNHYD5 e HEC-RAS p/ $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Villela);
- Figura 25 - Resultados do DYNHYD5 e HEC-RAS p/ $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Silva);
- Figura 26 - Resultados do DYNHYD5 e HEC-RAS p/ $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$ (Seções Villela).

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características Hidráulicas Simuláveis por cada Modelo;

Tabela 2 - Matriz de simulação dos modelos;

Tabela 3 - Coeficientes de rugosidade de Manning;

Tabela 4 - Cotas das oscilações de maré;

Tabela 5 - Seções agrupadas com valores médios dos parâmetros;

Tabela 6 - Níveis d'água nas seções Silva p/ $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 7 - Níveis d'água nas seções Silva p/ $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 8 - Níveis d'água nas seções Silva p/ $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 9 - Níveis d'água nas seções Silva p/ $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 10 - Níveis d'água nas seções Villela p/ $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 11 - Níveis d'água nas seções Villela p/ $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 12 - Níveis d'água nas seções Villela p/ $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 13 - Níveis d'água nas seções Villela p/ $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89\text{m}$ (Hec-Ras);

Tabela 14 - Níveis d'água nas seções Silva para $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ (DYNHYD5);

Tabela 15 - Níveis d'água nas seções Silva para $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ (DYNHYD5);

Tabela 16 - Níveis d'água nas seções Villela para $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ (DYNHYD5);

Tabela 17 - Níveis d'água nas seções Villela para $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ (DYNHYD5).

LISTA DE VARIÁVEIS E SÍMBOLOS

- A – área da seção transversal ao escoamento;
- P – perímetro molhado;
- R_h – raio hidráulico;
- y - altura vertical da superfície da água a partir do fundo do canal;
- B – largura do topo;
- h – Altura da superfície d'água perpendicular ao fundo do canal;
- S_0 – declividade do fundo do canal;
- S_f – declividade da linha de energia;
- Q – vazão;
- V – velocidade média;
- ν – viscosidade cinemática;
- g – aceleração da gravidade;
- L – comprimento característico;
- F – número de Froude;
- Rey – número de Reynolds;
- N – coeficiente de rugosidade de Manning
- ρ – massa específica;
- C – coeficiente de Chezy;
- t – variável de tempo;
- x – variável de espaço;
- T – período da onda.

1 INTRODUÇÃO

A conscientização da importância de preservarmos os recursos hídricos tem aumentado ao longo dos anos, mas ainda há muito que fazer. O crescimento desordenado da população ocupando as margens dos rios, como também a implantação de indústrias e a falta de esgotamento sanitário, são fatores determinantes para a degradação e poluição dos rios.

A cidade de Fortaleza, capital do estado do Ceará, tem elevado nível de desigualdade socioeconômica. Nela se concentram as principais atividades econômicas das áreas industriais e de serviços, sofrendo, por isso, os efeitos de um fluxo migratório intenso proveniente do interior e das regiões mais pobres do Estado do Ceará, ampliando de forma considerável o número de favelas e ocupações desordenadas em suas áreas destinadas à preservação natural.

O rio Cocó torna-se, assim, um alvo preferencial de ocupação desordenada de suas margens e planícies de inundação, caracterizando-se em áreas de risco nas quais, quando ocorrem as cheias, gera-se um grande impacto à população 'invasora', resultando em centenas ou milhares de pessoas desabrigadas, porquanto perdurarem os efeitos das enchentes. Outro fator preocupante é que o rio Cocó é um dos principais responsáveis pela macro-drenagem das águas de chuva da capital e essas ações antrópicas ao longo de seu trajeto interferem diretamente na qualidade da água (MAVIGNIER, 1992).

Apesar da ineficiência, um trecho do rio Cocó está protegido pela área de preservação ambiental - APA. O restante do rio na área urbana, sofre com a ocupação da população ribeirinha e a existência do lixão do Jangurussu, no qual é

depositado o lixo de Fortaleza, contribuindo com a poluição de suas águas, devido ao chorume residual.

O conhecimento do comportamento hidráulico do rio Cocó, facilitará na implementação de medidas de preservação desse manancial, que é responsável pelo equilíbrio e manutenção do ecossistema que se desenvolve ao longo do mesmo. O desenvolvimento de programas computacionais tem se mostrado como uma ferramenta de grande valia nos estudos da hidráulica dos rios e canais.

Atualmente, no mercado existem vários programas que utilizam em suas rotinas o cálculo de vazões em regimes não permanentes, dentre os quais podemos citar o HEC-RAS (*River Analysis System*) desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center da US Army Engeneering Corps* e o modelo hidrodinâmico DYNHYD, versão 5.0, desenvolvido pela *U.S Enviromental Protection Agency (EPA)*, que resolve as Equações de *Saint Venant* para variadas condições de contorno. Os programas HEC-RAS 3.1 e DYNHYD 5.0 são de domínio público, divulgados livremente na INTERNET pelas agências governamentais americanas, autoras dos dois modelos.

O comportamento das vazões em regime não permanente é descrito através das equações de conservação de massa e quantidade de movimento, sendo conhecidas como Equações de Saint Venant, que foram formuladas pelo engenheiro civil Jean Claude Barre de Saint Venant, em 1871. Embora introduzam erros para a simplificação dos cálculos, são utilizadas condições como as de vazões permanentes, entre outras.

A condição de um estado transiente é produzida nos canais abertos sempre que o fluxo ou a profundidade do fluxo, ou de ambos, são mudados em uma seção (Chaudhry, 1986). Neste trabalho, a simulação dos transientes hidráulicos do escoamento no Rio Cocó foram feitos por meio dos programas HEC-RAS 3.1 e

DYNHYD5, considerando-se os dados topográficos levantados pelos professores Villela (1988) e Silva (2004).

1.1 Justificativa

Embora o Rio Cocó seja de fundamental importância para a Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) drenando 60% de sua área, podemos observar que a falta de conscientização em relação à sua preservação ainda se faz presente, com a ocupação de suas margens sem nenhuma infra-estrutura básica e despejos residenciais e industriais que são carreados para seu leito.

Aprimorar o conhecimento sobre o comportamento hidráulico do rio facilitará a tomada de decisão dos órgãos competentes, no que diz respeito ao planejamento e implementação de medidas mitigadoras.

Os modelos são criados para simular o comportamento de um sistema em várias condições e a questão central do emprego desses, em rios estuarinos, está no grau de precisão que se deseja em relação às condições de contorno que regem o problema. O HEC-RAS versão 3.1 tem alta precisão geométrica nos cálculos por seção, admitindo qualquer tipo de geometria, mas não lida com fluxo negativo de maré, enquanto que o DYHHYD 5.0 lida com a intrusão de maré, mas carece de maior precisão geométrica para o cálculo do fluxo nas diversas seções, estando limitado à definição de uma seção retangular equivalente, para representar a forma geométrica real da seção de interesse.

Com base nas limitações supracitadas para cada um dos modelos, o tema central do presente estudo é identificar as possíveis imprecisões advindas da sua aplicação, em um caso prático de rio estuarino, no caso o Rio Cocó, situado em

Fortaleza, e sugerir os possíveis artifícios de modelagem para as condições de contorno de aplicação de ambos os modelos que conduzam a uma precisão equivalente em seus resultados.

1.2 Objetivos

A seguir apresentaremos os objetivos do estudo proposto, que estão subdividido em objetivo geral e objetivos específicos.

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar o emprego dos modelos HEC-RAS 3.1 e DYNHYD 5.0 na simulação dos transientes hidráulicos no estuário do Rio Cocó, em Fortaleza, e comparar seus resultados para as mesmas condições hidrológicas de fluxo de água doce e regime de maré.

1.2.2 Objetivos Específicos

- comparar o resultado obtido com o emprego do modelo HEC-RAS 3.1 ao estuário do Rio Cocó, utilizando as seções obtidas em Villela (1988) e Silva (2004);
- comparar o resultado obtido com o emprego do modelo DYNHYD 5.0 ao rio, utilizando as seções obtidas por Villela (1988) e Silva (2004);
- comparar os resultados obtidos pelo emprego dos dois modelos com cada topografia e condição de contorno estabelecida;
- sugerir critérios de aplicação dos modelos em rios estuarinos, visando à obtenção de um bom nível de precisão nos resultados.

1.3 Organização da Dissertação

0A presente dissertação está dividida em seis capítulos:

O primeiro capítulo faz uma introdução relatando sobre a ocupação desordenada das margens do rio e a importância da preservação dos recursos hídricos. Também faz parte desse capítulo a justificativa, que ressalta a importância da modelagem para aprimorar o conhecimento do comportamento hidráulico do rio Cocó e, por último, os seus objetivos geral e específico.

O segundo capítulo refere-se à bacia do rio Cocó, descrevendo suas características principais como localização, área e extensão. Descreve, também, o clima predominante e a variedade das espécies vegetais encontradas, a geologia, o enquadramento do corpo d'água e a área de preservação ambiental do rio.

O terceiro capítulo apresenta a revisão da literatura, citando-se alguns estudos realizados com os diversos tipos de modelos e, mais especificamente, sobre a modelagem dos transientes hidráulicos realizada no rio Cocó.

O quarto capítulo aborda a metodologia, estabelecendo critérios para definição dos parâmetros hidráulicos e hidrodinâmicos e toda a base de aplicação dos modelos em estudo.

O quinto capítulo apresenta o relato dos resultados apresentados na forma de gráficos e tabelas, simulações realizadas e discussões.

O sexto capítulo apresenta as conclusões e recomendações para utilização dos referidos modelos.

2 DESCRIÇÃO DA BACIA DO RIO COCÓ

A bacia do Rio Cocó tem uma área de aproximadamente 500 Km² abrangendo os municípios de Fortaleza, Maracanaú, Maranguape, Pacatua e Aquiraz e está localizada entre os paralelos 3° 40' 00" e 4° 00' 00" de latitude sul, e os meridianos 38° 26' 00" e 38° 32' 00" de longitude oeste. A Figura 1 mostra uma imagem de satélite da bacia hidrográfica do rio Cocó.

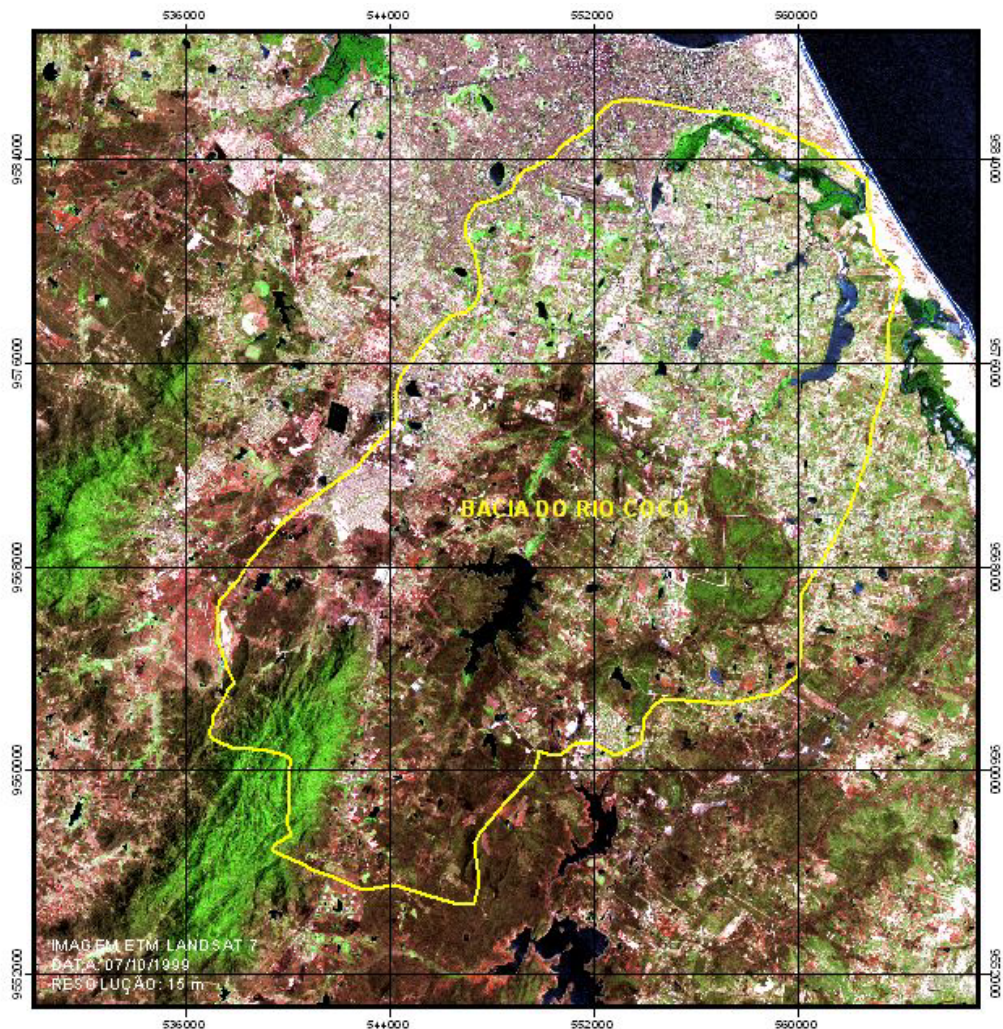


Figura 1 – Imagem de satélite (1999) da bacia hidrográfica do rio Cocó. Fonte: COGERH (2003)

2.1 Características

O Rio Cocó é um dos principais eixos de drenagem natural da cidade de Fortaleza, capital do Estado do Ceará, e tem uma extensão de 50 Km desde sua nascente na Serra da Aratanha em Pacatuba até sua foz na praia da Sabiaguaba, na costa leste de Fortaleza.

Na sua nascente denomina-se Riacho Pacatuba e, após a contribuição de alguns córregos, passa a ser conhecido como Riacho Gavião, onde foi construída a barragem do Açude Gavião que faz parte do sistema que abastece a cidade de Fortaleza. Somente após a confluência com o Rio Timbó é que recebe definitivamente o nome de Rio Cocó. A figura 2 mostra o mapa da origem do rio Cocó e seus afluentes .

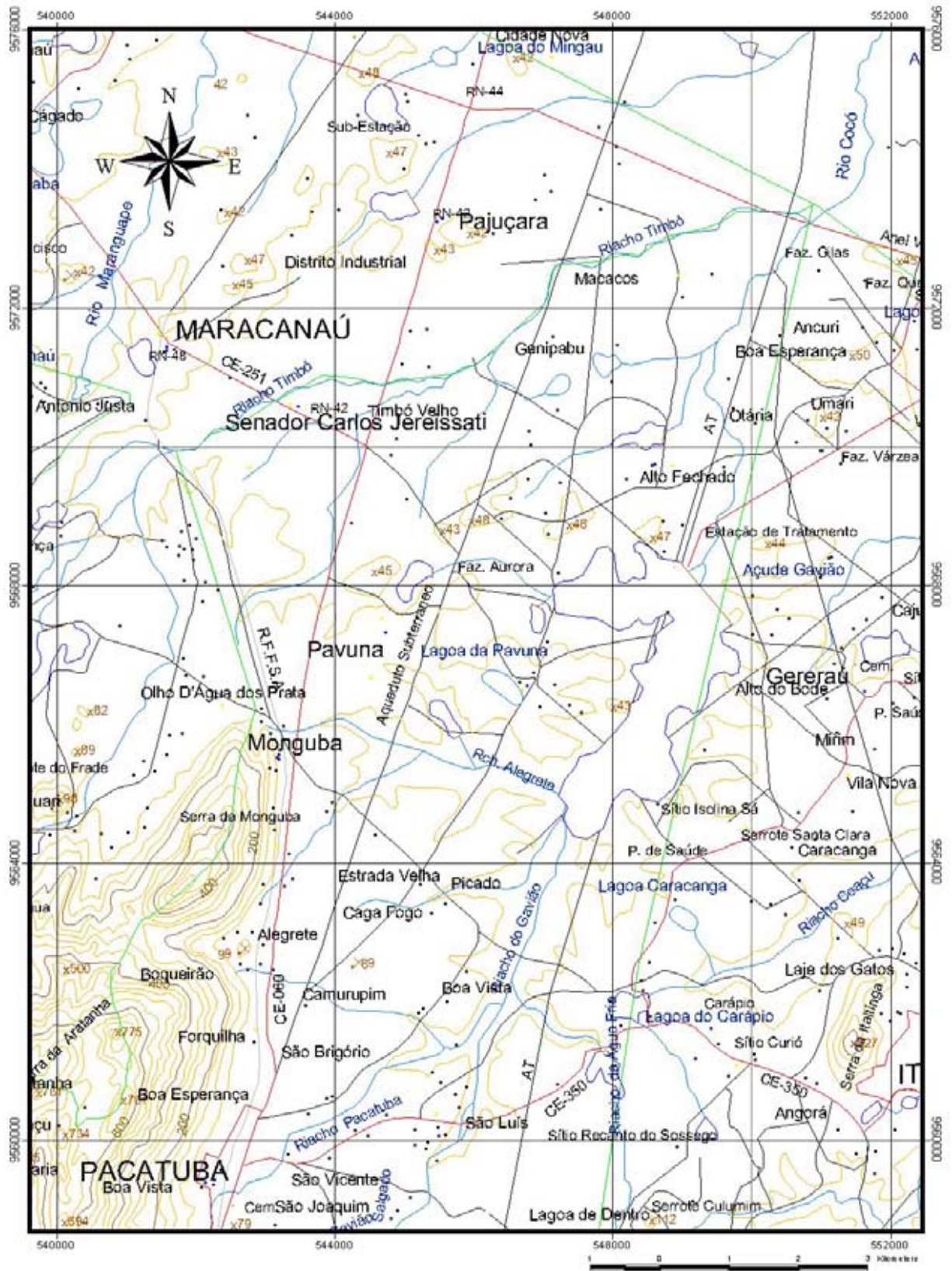


Figura 2 – Mapa do rio Cocó e seus afluentes. Fonte: COGERH (2003).

2.2 Clima e Vegetação

Predomina na bacia o clima tipo tropical úmido, com pluviosidade anual em torno de 1400 mm. Na variedade das espécies vegetais encontradas, estão as que apresentam características de mangue, como as plantas lenhosas existentes no interior deste, que oferecem às espécies animais abrigo contra predadores e também um ambiente favorável para o seu desenvolvimento.

No trecho entre a BR 116 e o IV Anel Viário, observa-se a hipertrofização de suas águas com um desenvolvimento exagerado de plantas aquáticas como água-pés e algas, decorrente da alta concentração de fósforo, potássio e nitrogênio (MAVIGNIER, 1992).

Interferências antrópicas, como a implantação de salina, extração de madeira e construção de aterros, têm comprometido a existência do mangue e prejudicado o equilíbrio do ecossistema.

2.3 Geologia

A formação geológica da bacia do Rio Cocó caracteriza-se por quatro tipos de formações, que são: aluvião, cristalino, dunas e barreiras. As figuras 3 e 4 apresentam o mapa geológico e a coluna estratigráfica da bacia, respectivamente.

- A formação **aluvional** é encontrada na planície de inundação do Rio Cocó, com largura variando até 2 Km em alguns locais. Tendo sua origem do período quaternário, é composto de sedimentos argilosos e plásticos, apresentando alto teor de matéria orgânica e cor escura.

- O **Cristalino** caracteriza-se por solos rasos e pouco permeáveis. É originário do período Pré-Cambriano e ocupa uma área mais próxima da nascente.
- A formação **Dunas / Paleo-Dunas**, também originária do período quaternário, é encontrada em toda a costa e pode ser classificada em: **móveis**, formadas por depósitos eólicos de sedimentos bem selecionados; **fixas**, cobertas por vegetação arbustiva; **friáveis**, de granulação fina, apresentando grãos de quartzo arredondados e de cor predominantemente branca; **antigas**, possui cor cinzenta escura e apresenta-se em locais urbanizados.
- A formação **Barreiras**, de granulação fina a média, predomina a cor vermelha e é composta de sedimentos areno-argilosos com variações de face.

COLUNA GEOLÓGICA

		UNIDADE GEOLÓGICA	LITOLOGIA	
CENOZÓICO	QUATERNÁRIO	Qa	Depósitos Fluvio-aluvionares e de Mangues	Sedimentos arenosos e argilo-arenosos, siltes e argilas, com ou sem matéria orgânica; engloba depósitos fluviais lacustrinos e de mangues
		Qd	Dunas Móveis ou Recentes	Arcias finas e médias, esbranquiçadas, bem selecionadas, quartzosas contendo níveis de minerais pesados
		Qpd	Paleodunas	Arenitos de granulometria fina a média, coloração amarelo-esbranquiçadas, composição quartzosa.
	TERCIÁRIO	Tb	Formação Barreiras	Arenitos de granulação fina e média, com matriz argilosa, semiconsolidados, com níveis conglomeráticos e concreções lateríticas
		Tc	Coberturas Colúvio-Eluviais	Sedimentos areno-argilosos, inconsolidados, coloração amarelo-avermelhada com concreções ferruginosas dispersas
PROTEROZÓICO	INFERIOR	Pign-mg mg qt	Complexo Gnáissico-Migmatítico	Biotita-gnaisse, total ou parcialmente migmatizados com muscovita anfíbólio, silimanita e granada. Intercalações de corpos de migmatitos (mg) e lentes de quartzitos (qt)
		Pigrmg	Complexo Granitóide-Migmatítico	Ortognaisses graníticos, dioríticos e granodioríticos com microclina, biotita e hornblenda

Figura 4 - Coluna estratigráfica da bacia Sedimentar Costeira na qual se encontra a bacia hidrográfica do rio Cocó. Fonte: CPRM (1998)

2.4 Área de Preservação

O crescimento populacional desordenado na Região Metropolitana de Fortaleza, seja pela alta taxa de natalidade ou em decorrência do êxodo rural, tem contribuído com a degradação do meio ambiente devido à pobreza e à falta de consciência ambiental.

O Governo do Estado do Ceará sancionou as Leis nºs 10.147 e 10.148 de dezembro de 1977, que dispõem sobre o disciplinamento do uso do solo e a preservação e controle dos recursos hídricos, respectivamente. Posteriormente veio o Decreto nº 20.252 de setembro de 1989, que define as faixas de proteção de 1ª e 2ª categorias para os recursos hídricos da sub-bacia do Rio Cocó, nos termos da Lei 10.147, e o Decreto nº 20.253 também de setembro de 1989, que declara de interesse social para fins de desapropriação uma área de 446,2 ha, destinada à implantação do Parque Ecológico do Cocó.

Estudos realizados pela AUMEF/SEMACE relacionam vinte e cinco (25) espécies diferentes, dentre as quais vinte e três (23) são marinhas, existentes no estuário do Rio Cocó que se localiza no Parque Ecológico.

Portanto, a fiscalização da implementação de tais medidas, contribuirá incisivamente com a preservação do Rio Cocó.

2.5 Classificação do Rio Cocó

Tomando por base a Resolução nº 20 de 18 de junho de 1986, do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, que trata do enquadramento dos corpos d'água, de acordo com os níveis de qualidade e usos preponderantes no

atendimento às necessidades da comunidade (não necessariamente baseada no estado atual), Mavignier (1992) classifica as águas do Rio Cocó da seguinte maneira:

- **Águas salobras (classe 7)** : no trecho que vai do Km 0 (Foz) ao Km 8 (Av. Washington Soares), com valores de concentrações salinas maiores que $0,5 \text{ ‰}$ e usos preponderantes de recreação de contato primário, proteção de comunidades aquáticas e criação natural de espécies destinadas à alimentação humana. A figura 5 apresenta uma foto desse trecho do rio.



Figura 5 – Foto do rio Cocó entre a Av. Washington Soares e Av. Sebastião de Abreu. Fonte: Quesado (2001)

- **Águas doces (classe 3)** : no trecho subsequente que vai do Km 8 até as nascentes, com valores de concentrações salinas menor ou igual a $0,5 \text{ ‰}$ e usos menos exigentes como irrigação, dessedentação de animais, uso doméstico, dentre outros.

3 REVISÃO DA LITERATURA

A disponibilidade de computadores, no final da década de 1950, acelerou o desenvolvimento de modelos matemáticos que vieram facilitar o entendimento e conhecimento da hidráulica dos rios, contribuindo, portanto, com a solução de problemas de engenharia.

3.1 Modelos

Modelo é uma ferramenta que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento de um sistema, permitindo, assim, prever a resposta desse sistema, a partir de diferentes condições iniciais (TUCCI, 1998).

Um modelo é uma expressão simplificadora da realidade, no qual estão representadas as principais variáveis que definem e controlam os processos físicos reais que acontecem na natureza. Por conseguinte, o modelo não pode imitar todos os fenômenos subjacentes que controlam esses processos, portanto, sua validade depende da eficiência com que os parâmetros selecionados para representar esses fenômenos físicos sejam incorporados ao modelo. Os modelos classificam-se em físicos, analógicos e matemáticos (TUCCI, 1998).

O modelo físico representa um protótipo, em escala menor, e na hidráulica a teoria da semelhança é utilizada para o estabelecimento dos modelos reduzidos. São aplicados em estudos de estuários, portos e outros fenômenos ligados à engenharia hidráulica, mas o custo e a complexidade de sua concepção são fatores que restringe seu uso.

Alguns estudos foram realizados utilizando a modelagem física, como por

exemplo: o estudo para localização de uma ponte sobre o Rio Umfolozi, África do Sul (ZWAMBORN, 1981); o estudo sobre assoreamento da bacia do porto de Orford, Oregon (CHATHAM, 1981); o estudo da evolução do estuário do Rio Sena (PARTHIOT, 1981) e o estudo do fenômeno de cavitação em algumas estruturas do sistema de abastecimento de Nova York, EUA (TULLIUS, 1981).

Os modelos analógicos utilizam equações semelhantes que representam fenômenos diferentes, resolvendo o processo pelo sistema que for mais conveniente. A semelhança das equações do escoamento hidráulico e de um circuito elétrico permite a representação do sistema hidráulico por um circuito elétrico, que tem um custo bem mais reduzido. A criação de um sistema analógico para simulação de marés, correntes e fenômenos de transporte em um estuário se torna inviável pelo seu alto custo conforme relatam Hinwood e Wallis (1975 a).

Os modelos matemáticos representam a natureza do sistema com a utilização de equações matemáticas. Com o advento do micro computador e a divulgação de pacotes de programas, houve um desenvolvimento considerável dos modelos matemáticos.

Como todo modelo, o matemático tem suas vantagens e desvantagens. Ressaltamos como vantagem sua velocidade de resposta e sua versatilidade, permitindo modificar facilmente a sua lógica, obtendo-se resultados de diferentes situações de um ou mais sistemas. A restrição do uso desse modelo passa pela dificuldade na representação matemática de alguns processos físicos e na discretização de processos contínuos.

Os modelos de escoamento foram classificados em hidrológicos e hidráulicos, sendo que os modelos hidrológicos desprezam a equação da quantidade de movimento, considerando apenas o efeito do armazenamento no

escoamento e os hidráulicos são os que utilizam as equações de Saint Venant (CHOW, 1959).

Atualmente, outros modelos têm sido utilizados, ampliando-se a classificação de Chow (*op. cit.*), da qual ressaltamos quatro tipos:

1. O modelo de **Armazenamento** que simula o escoamento em rios ou canais, utilizando a equação da continuidade concentrada e uma relação entre o armazenamento e as vazões de entrada e saída. É muito utilizado em hidrologia devido à formulação simples, exigindo uma pequena quantidade de dados. Esse tipo de modelo pode ser aplicado quando o amortecimento, devido ao armazenamento, é predominante e não existam efeitos de jusante sobre o escoamento, como na foz de rios estuarinos.
2. O modelo de **Onda Cinemática** simula o escoamento com efeitos de montante, não se aplicando quando existe influência de jusante. A simulação do amortecimento da onda decorre do armazenamento, não ocorrendo amortecimento devido a efeitos dinâmicos. As equações utilizadas são as da continuidade distribuída e da quantidade de movimento simplificada.
3. O modelo **Difusão** utiliza as equações da continuidade e da quantidade de movimento, sem os termos de inércia. Considera o termo de pressão na equação da quantidade de movimento, podendo ser usado em rios e canais que sofrem efeitos de jusante. Portanto, sua aplicabilidade é maior que o modelo de onda cinemática.
4. Os modelos **Hidrodinâmicos** utilizam as equações da continuidade e da quantidade de movimento completa, apresentando maior precisão e melhor representação física do escoamento, permitindo simular modificações do sistema em estudo. Esse modelo requer soluções numéricas das equações diferenciais

que necessitam uma quantidade maior de dados que os modelos já citados.

A modelagem dos transientes hidráulicos no Rio Cocó foi trabalhada por três autores em períodos distintos, inclusive com bases plani-altimétricas diferentes.

O primeiro trabalho do qual se tem conhecimento nesse sentido foi o de Villela (1988) que empregou uma metodologia baseada no Método das Características usando esquema implícito, empregando um levantamento topográfico que consistia de quarenta (40) seções transversais, espaçadas aproximadamente de 500 em 500 m. No trabalho de Villela não houve pesquisa de campo para calibração do modelo com levantamento de níveis d'água e vazão simultaneamente, tendo, inclusive, sido empregado um coeficiente de Manning constante para todo o leito do rio e uma curva senoidal para definição das condições de contorno de maré no estuário. O método das características tem sérias limitações quanto ao seu uso em problemas de escoamento em rios. Além de outras limitações, pode-se citar o tratamento de problemas com condições internas de contorno como áreas de armazenamento, confluências e barragens que necessitam de modificações que podem criar problemas na solução (TUCCI, 1998).

Como exemplo da aplicação de modelos hidrodinâmicos com esquemas implícitos, podemos citar o de Ura *et al* (1994) que utilizam um esquema modificado de Beam e Warming, comparando-o com os resultados obtidos pelo método original; o de Garcia-Navarro *et al* (1994) que resolve equações que são válidas tanto para tubos, como canais abertos, baseando-se no método de diminuição da variação total, obtendo um sistema de equações que pode ser resolvido por qualquer método não iterativo de decomposição de matrizes; e o de Ponce *et al* (1979) que fizeram a incorporação de uma equação para o transporte de sedimentos.

O segundo trabalho foi realizado por Nóbrega (1998), empregando o modelo DYNHYD5 (Ambrose et al, 1993), utilizando as mesmas seções de Villela. O diferencial maior em relação ao trabalho anterior de Villela foi a incorporação de novas seções topográficas, sendo realizadas duas campanhas de campo em datas distintas, fazendo medição simultânea de nível e vazão no estuário, para calibração do modelo hidrodinâmico adotado.

O terceiro trabalho foi realizado por Silva (2004), consistindo na elaboração de um estudo de consultoria para dragagem de toda a calha menor urbana do Rio Cocó, contratado pela Prefeitura Municipal de Fortaleza. Foi realizado um novo levantamento topográfico da calha do rio, com seções transversais variando de 200 em 200 a 500 por 500 m, bastante detalhadas, principalmente na região do Lagamar e Canal da Aerolândia, que revelou uma conformação topográfica do Rio Cocó bastante distinta daquela empregada por Villela (1988). A diferença básica dos levantamentos está nas cotas do fundo da calha do rio levantadas por Villela, que não apresentou nenhuma cota negativa, apesar de, teoricamente, ter sido empregado o mesmo referencial de nível do DHN - Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha, associadas aos marcos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, visto que o levantamento topográfico obtido por Silva revelou a predominância de cotas negativas ao longo da calha menor do rio, principalmente, entre o trecho do Lagamar e a sua foz. Em sua modelagem matemática, Silva empregou o programa HEC-RAS do United States Army Corps of Engineers, estabelecendo condições de contorno na foz do estuário que permitisse simular as envoltórias máximas de alcance da maré dentro do estuário do rio.

O modelo Hec-Ras também foi aplicado na modelagem hidráulica do rio

Maranguapinho, para a identificação de áreas inundáveis, subsidiando a tomada de decisão quanto ao uso e ocupação do solo e medidas mitigadoras para minimizar o sofrimento da população ribeirinha. Esse estudo foi desenvolvido pelo Projeto SANMARAN (2004), que tem como objetivo a elaboração do Plano de Gestão da Bacia do Maranguapinho. O órgão financiador foi o FINEP, tendo como executora a Universidade de Fortaleza – UNIFOR e co-executora a Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos – COGERH.

Outro exemplo de modelagem hidráulica, em canais abertos, feita no Estado do Ceará empregando-se o Hec-Ras, foi no canal do trabalhador (CHAVEZ, *et. al.*, 2002), no qual verificaram que os erros cometidos pelas simplificações utilizadas pelo programa não comprometeram os resultados. Por outro lado, o modelo apresenta erro de processamento quando existem vazões com valores igual ou próximo a zero.

G. Umgiesser, L. Zampato (2001), fizeram uma simulação com o modelo DYNHYD para calcular níveis de água, velocidades e valores de salinidade, na lagoa e no sistema de canais da cidade de Veneza na Itália. Os resultados foram bastante satisfatórios quando comparados aos parâmetros hidrodinâmicos medidos em campo, durante os anos de 1991, 1992 e 1998.

Os modelos hidráulicos uni e bi-dimensionais, HEC-RAS, LISFLOOD-FP e TELEMAC-2D, foram testados num trecho de sessenta quilômetros do rio Severn, Reino Unido, para previsão da extensão das áreas inundadas, utilizando, para calibração dos modelos, dados independentes das fontes de hidrometria e satélite adquiridos em eventos de inundação de 1998 e 2000. Concluíram que, na falta de alguns parâmetros, o modelo que se mostrou mais eficiente para esse tipo de modelagem foi o HEC-RAS (Horritt *at al.*, 2002).

Foi estimada a frequência e duração da inundação do rio Tana, no Kenia utilizando o modelo Hec-Ras, tendo os resultados indicado uma redução nas inundações para tempo de retorno de cinco ou mais anos, com a construção da barragem de Masinga em 1981 (MAINGI *et al*, 2001).

3.1.1 Modelo HEC-RAS

O HEC-RAS é um modelo de perfil de linha d'água, capaz de simular escoamento em canais naturais e artificiais, permitindo o cálculo e análises hidráulicas com escoamento uni-dimensional em regime permanente, não permanente ou transiente e transporte de sedimentos, sendo capaz de modelar o escoamento em regime subcrítico, supercrítico e misto.

O procedimento de cálculo, para escoamento em regime permanente, foi baseado na solução unidimensional da equação da energia

$$y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + h_e \quad (3.1)$$

onde y_1 e y_2 representam a profundidade da água na seção transversal; z_1 e z_2 , a altura do plano de referência (arbitrário) para o fundo do canal; α_1 e α_2 , o coeficiente de velocidade; v_1 e v_2 , a velocidade média, g , a aceleração da gravidade e h_e , a perda total de energia. Esses termos estão apresentados na Figura 6. As perdas de energia são estimadas pelo atrito (equação de Manning) e coeficientes de contração e expansão devido à variação de velocidade. A equação da quantidade de movimento é utilizada quando o escoamento é do tipo rapidamente variado. Para essa situação, o cálculo é feito considerando o fluxo em regime misto, como por exemplo, ressaltos hidráulicos, hidráulica de pontes, e perfis de avaliação em confluências de rio (junções dos córregos).

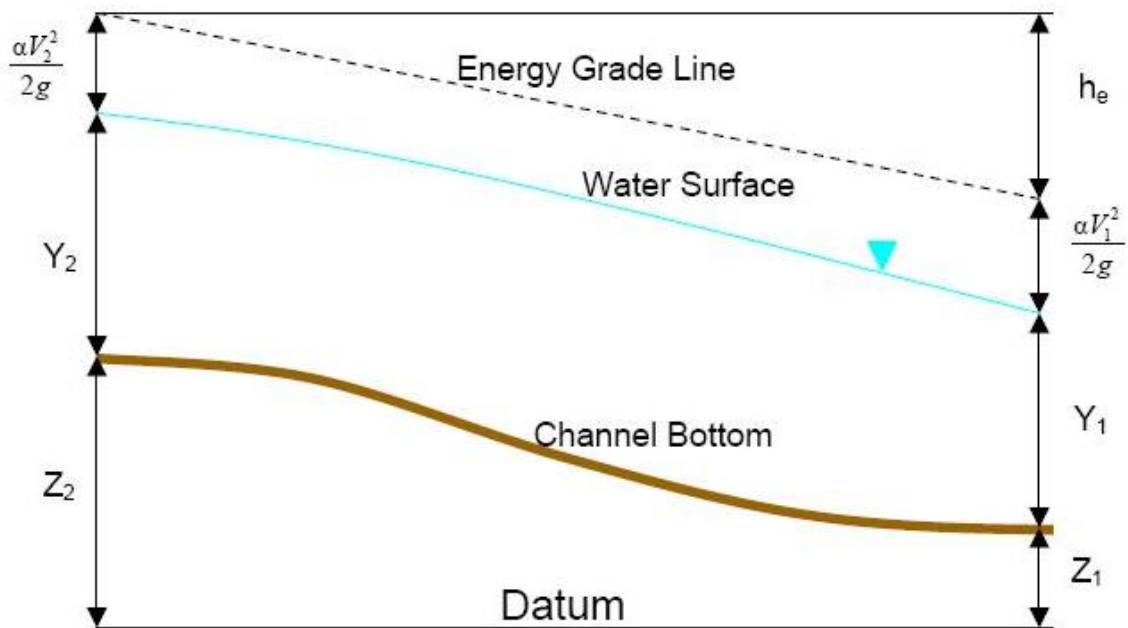


Figura 6 – Representação dos termos da equação da energia.

Os efeitos de várias obstruções tais como pontes, sargetas, bueiros e estruturas na planície de inundação, podem ser considerados no cálculo. Uma característica desse modelo é permitir o gerenciamento da planície de inundação e o estudo e definição da área que pode ser inundada como, também, pode avaliar a mudança nos níveis da água, devido a alguma alteração nas estruturas.

A equação do fluxo não permanente foi desenvolvida inicialmente para o regime subcrítico. Na versão 3.1 já existe um módulo de cálculo que permite a execução no regime de fluxo misto. No regime não permanente (Hidrograma), o Hec-Ras faz interpolações de características hidráulicas em cada seção, para cada valor de vazão variável no tempo.

O programa interage por meio de uma *interface* gráfica que tem as seguintes funções: gerenciamento dos arquivos, edição e entrada de dados, análises hidráulicas e apresentação dos dados de entrada e saída em forma de tabelas e gráficos.

O levantamento topográfico das seções transversais do rio, o coeficiente de Manning e vazão são os parâmetros de entrada exigidos para modelagem com o Hec-Ras

A figura 7 apresenta um exemplo dos dados de saída do modelo, com o gráfico da seção transversal e tabela com todas as informações inerentes a seção.

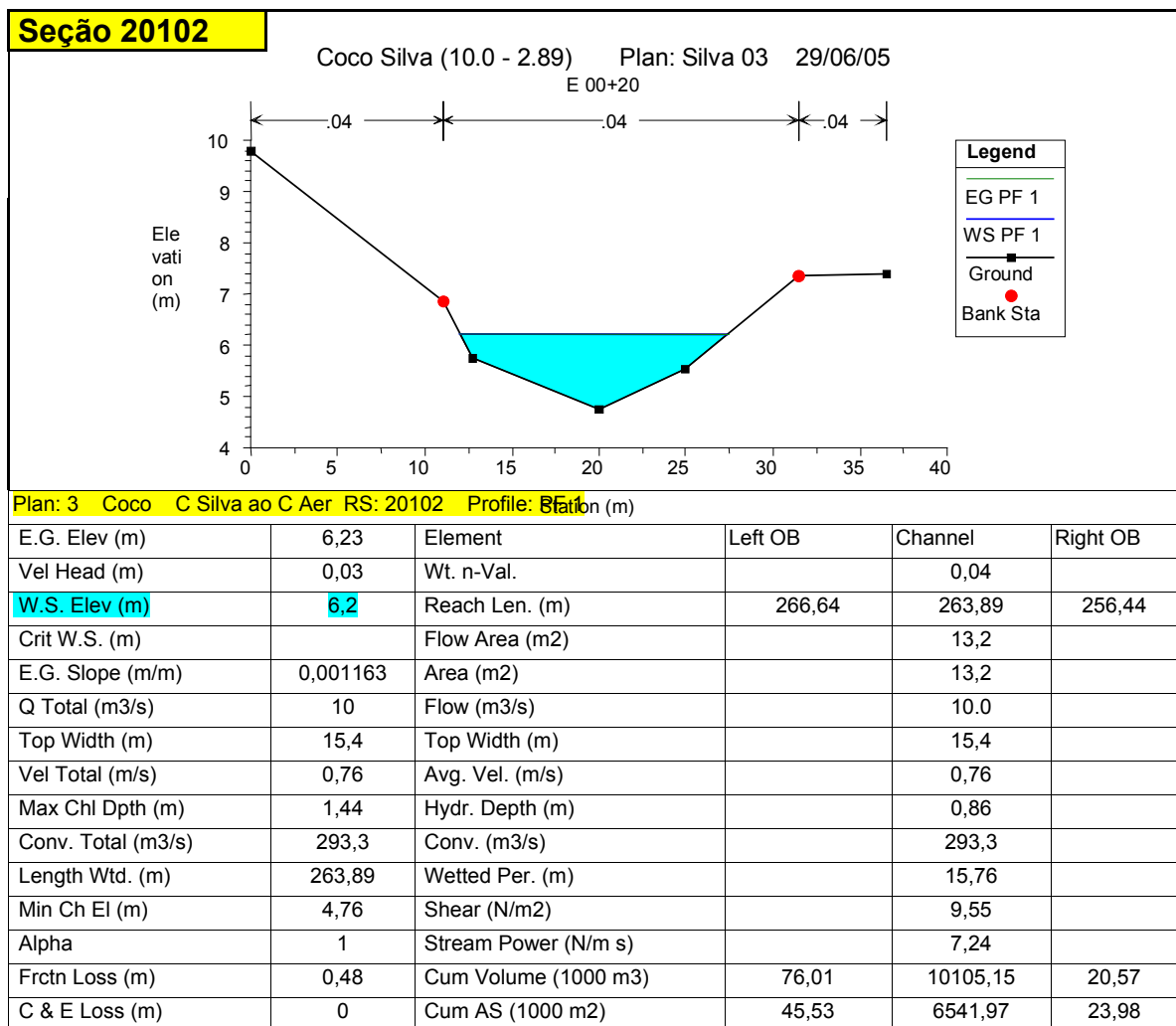


Figura 7 – Apresentação do resultado de uma seção modelada com o Hec-Ras.

3.1.2 Modelo DYNHYD 5.0

O DYNHYD 5.0 foi desenvolvido por Feigner e Harris (1970), a partir do original Dynamic Estuary Model. É um modelo de rede computacional *link - node* que

resolve equações unidimensionais da continuidade e quantidade de movimento, conhecidas como equações de Saint-Venant, determinando alturas d'água, vazões e velocidades para seções de um canal.

A interpretação física da rede computacional *link–node* pode ser entendida como sendo canais que transportam água, representado pelos *links* e as junções que armazenam a água representada pelos *nodes*; cada junção é uma unidade volumétrica que recebe a água transportada por intermédio dos canais conectores.

Para cada passo de tempo, a equação da quantidade de movimento é resolvida nos *links*, em que ocorre o transporte de massa do sistema, e a equação da continuidade é resolvida nos *nodes*, em que são acumulados os volumes.

O desenvolvimento teórico das equações de *Saint-Venant* para canais naturais é feito de várias formas, como em Henderson (1966), French (1985), Abbot (1979), Righetto (1998), mas para resolução dessas equações são feitas simplificações e todos os autores consideram as seguintes hipóteses:

- a. a distribuição de pressões é hidrostática, ou seja, movimento gradualmente variado com pequenas acelerações verticais;
- b. como as perdas por atrito no escoamento não permanente são similares às perdas no escoamento permanente, podem-se utilizar as expressões do tipo Chézy ou Manning;
- c. o fluido é incompressível e homogêneo;
- d. o escoamento é unidimensional em toda extensão do canal;
- e. A declividade média do leito é pequena, admitindo $\sin\theta = \text{tg}\theta$ e $\cos\theta = 1$.

Conforme Tucci (1998), as equações da continuidade e quantidade de movimento são definidas a seguir:

Considerando um trecho dx (Figura 8), o volume que entra na seção (1), no intervalo de tempo dt é igual a Qdt . O volume da contribuição lateral, no mesmo período é $qdxdt$ e o que sai na seção (2) é $\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt$. O volume armazenado no trecho infinitesimal no intervalo dt é $\frac{\partial A}{\partial t} dxdt$, portanto:

$$\frac{\partial A}{\partial t} dxdt = Qdt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt + qdxdt.$$

Dividindo a equação por dx e dt , resulta a equação da continuidade para escoamentos não permanente:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.2)$$

onde Q é a vazão em m^3/s ; A é a área da seção molhada em m^2 ; x é a distância no sentido longitudinal em m ; t é o tempo em s ; e q é a vazão por unidade de largura de contribuição lateral em $m^3/s/m$.

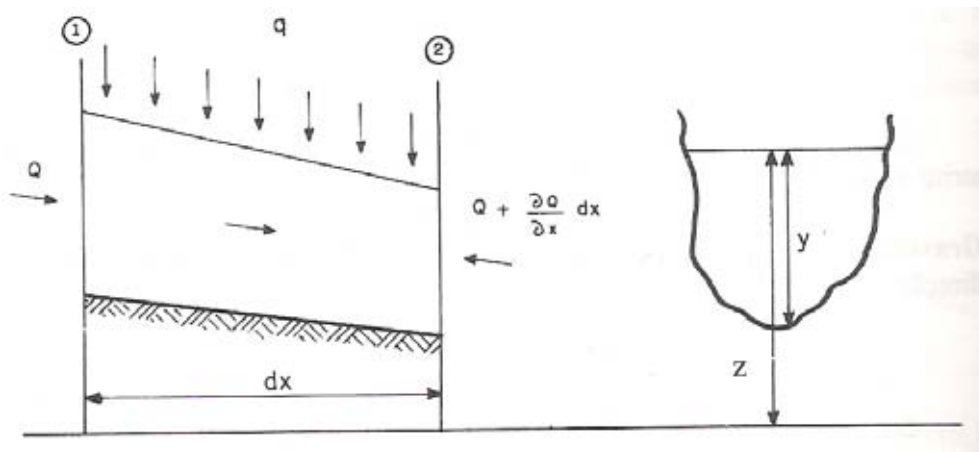


Figura 8 - Termos da equação da continuidade

Em um volume infinitesimal definido, a preservação da quantidade de movimento ($q.m$) é obtida considerando que a soma dos vetores na direção longitudinal da ($q.m$) que entra no volume, menos a ($q.m$) que sai, mais a ($q.m$) das

forças que atuam no volume de água é igual à variação da (q.m) no intervalo de tempo considerado.

A variação de (q.m) no trecho, é:

$$\rho v^2 A - \left[\rho v^2 A + \frac{\partial(\rho v^2 A)}{\partial x} dx \right] = \frac{\partial}{\partial x} (\rho v^2 A) = \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \frac{Q^2}{A} \right) \quad (3.3)$$

As forças da gravidade, atrito e pressão são as principais que atuam sobre o escoamento.

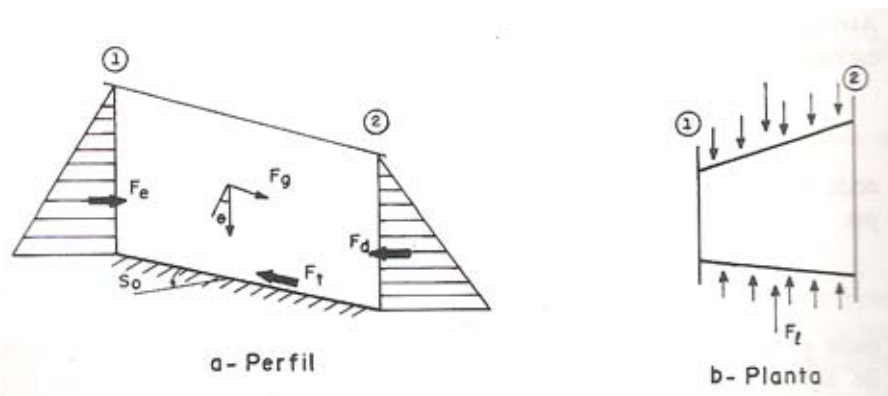


Figura 9 - Termos da equação da quantidade de movimento.

Tomando por base a Figura 9, temos:

A força devido à gravidade é a sua componente na direção do escoamento.

$$F_g = \rho g A \sin\theta dx$$

Em que ρ é a massa específica; θ é o ângulo que a força de gravidade faz com a normal à direção do escoamento. Como $S_0 = -\frac{dz_0}{dx} = \tan\theta$ e considerando $\sin\theta \cong \tan\theta$,

a equação da força de gravidade fica:

$$F_g = \rho g A S_0 dx \quad (3.4).$$

Considerando a distribuição de pressão hidrostática, a resultante de pressão é igual a:

$$F_p = -g \frac{\partial I_1}{\partial x} dx + g I_2 dx \quad (3.5)$$

Onde, $I_1 = \int_0^y \rho(y-h)bdh$ e $I_2 = \int_0^y \rho(y-h) \left[\frac{\partial b}{\partial x} \right]_{y=y_0} dh$, sendo y a profundidade, h a variável de integração e b a largura.

A força de atrito, resultante da resistência das paredes ao escoamento é:

$$F_a = -\tau P dx$$

onde o esforço cortante $\tau = \rho g R S_f dx$ e P o perímetro molhado. Substituindo na equação anterior a força de atrito fica:

$$F_a = -\rho g A S_f dx \quad (3.6)$$

Somando os termos das equações (3.2, 3.3, 3.4 e 3.5) e dividindo por dx e ρ , resulta a seguinte equação diferencial que é dita na forma divergente (CUNGE *et al.*, 1980).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + g I_1 \right) = g A (S_0 - S_f) + g I_2 \quad (3.7)$$

Desenvolvendo os dois termos resultantes da força de pressão temos:

$$\frac{\partial(g I_1)}{\partial x} = g A \frac{\partial y}{\partial x} + g \int_0^y (y-h) \left[\frac{\partial b}{\partial x} \right]_{y=y_0} dh = g A \frac{\partial y}{\partial x} + g I_2, \text{ que substituindo na equação}$$

(3.6) resulta na equação dinâmica:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial y}{\partial x} = g A (S_0 + S_f) \quad (3.8)$$

As equações da continuidade (3.1) e quantidade de movimento ou dinâmica (3.7) podem ser expressas de várias formas, sendo mais utilizada na simulação de canais em função da velocidade (v) e profundidade (y). Considerando $Q=vA$ e desprezando a contribuição lateral e a variação de largura com x , temos as seguintes equações:

$$b \frac{\partial y}{\partial t} + A \frac{\partial y}{\partial x} + vb \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad (\text{Continuidade}) \quad (3.9 \text{ a})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (\text{Dinâmica}) \quad (3.9 \text{ b})$$

A implementação das equações de *Saint- Venant* no modelo DYNHYD5, é feita com a aplicação da formulação explícita do Método de Diferenças Finitas.

A equação da continuidade discretizada pelo esquema explícito do MDF para ser resolvida pelo DYNHYD5, fica:

$$h_j^{t+\Delta t} = h_j^t - \Delta t \frac{\sum Q_{ij}^t}{A_{s_j}^t} \quad (3.10)$$

onde: “i” é o índice dos canais conectados a junção “j”; h é a altura da superfície da água; A_s é a área superficial; Q a vazão e t o tempo.

Aplicando-se o mesmo esquema explícito do MDF, a equação dinâmica fica expressa da seguinte maneira:

$$u_i^{t+\Delta t} = u_i^t + \Delta t \left[\frac{u_i^t \Delta t_i}{R_i^t \Delta t} + \left(\frac{u_i^t}{R_i^t} - g \right) \frac{\Delta t_i}{\Delta x_i} - g \frac{n_i^2 |u_i^t| u_i^t}{R_i^{4/3}} \right] \quad (3.11)$$

onde u é a velocidade na direção do escoamento; n coeficiente de rugosidade de Manning; g aceleração da gravidade e R raio hidráulico.

Depois de definidas todas as condições de contorno e geometria, as equações 3.10 e 3.11 são resolvidas para cada canal e junção existentes, usando um método modificado *Runge-Kutta*. A solução é dada seguindo os procedimentos a seguir, os quais são repetidos por meio da simulação:

1. Para a metade do próximo intervalo de tempo, ou seja $t + \frac{\Delta t}{2}$, a velocidade em cada canal $\mu_i^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ é calculada em função da velocidade no canal $\mu_i^{t_0}$, da área da seção transversal A^{t_0} e da elevação da água na junção $h_j^{t_0}$ para o intervalo de tempo inicial;
2. Para $t_0 + \frac{\Delta t}{2}$ a vazão $Q_i^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$, em cada canal é calculada em função da velocidade $\mu_i^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ obtida em (1) e da área da seção transversal A^{t_0} para o intervalo de tempo inicial;
3. Para, $t_0 + \frac{\Delta t}{2}$ o nível da água $h_j^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ em cada junção é calculado em função da vazão $Q_i^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ deduzida em (2);
4. Para, $t_0 + \frac{\Delta t}{2}$ a área da seção transversal $A^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ em cada canal é calculada em função do nível $h_j^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$ obtida em (3);
5. Para, $t_0 + \Delta t$ calcula $\mu_i^{t_0 + \Delta t}$ em função de $\mu_i^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$, $A^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$, $h_j^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$;
6. Para, $t_0 + \Delta t$ calcula $Q_i^{t_0 + \Delta t}$ em função de $\mu_i^{t_0 + \Delta t}$, $A^{t_0 + \frac{\Delta t}{2}}$;

7. Para, $t_0 + \Delta t$ calcula $h_j^{t_0 + \Delta t}$ em função de $Q_i^{t_0 + \Delta t}$;
8. Para, $t_0 + \Delta t$ calcula $A_j^{t_0 + \Delta t}$ em função de $h_j^{t_0 + \Delta t}$.

Os passos de (1) a (8) são repetidos para o número de intervalo de tempo especificado.

Os parâmetros de entrada nas junções (seções) são: altura da superfície da água; área superficial e cota do leito. Os volumes e profundidades são calculados internamente. Quanto aos canais, o modelo exige o comprimento; largura na superfície do canal; coeficiente de rugosidade de Manning; taxa de variação da largura em relação profundidade; raio hidráulico e velocidades iniciais.

O modelo simula as condições de maré, mas existe uma restrição quanto à geometria da seção, limitando-se a representar canais de seções retangulares. Portanto, torna-se necessária a definição de uma seção retangular que se assemelhe às características geométricas da seção natural do rio.

4 METODOLOGIA

A idéia central desta dissertação é promover uma comparação quanto à modelagem dos transientes hidráulicos do Rio Cocó na região estuarina, isso é, sujeita à influência da maré, com base em dois diferentes modelos computacionais e bases topográficas também diferenciadas. A seguir serão descritos os passos para efetivação desse estudo.

4.1 Características Gerais

Em decorrência desta dissertação, foram estabelecidos critérios para a definição dos parâmetros hidráulicos e hidrodinâmicos dos modelos, em especial, mostrando como melhor empregar o modelo DYNHYD5 e indicar os níveis de precisão e limitação de emprego daqueles distintos modelos computacionais.

A tabela 1 apresenta as principais características dos modelos DYNHYD5 e HEC-RAS.

Tabela 1 – Características Hidráulicas Simuláveis por cada Modelo.

MODELO	GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL	EQUAÇÃO	REGIME			TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	AÇÃO DOS VENTOS
			PERMANENTE	NÃO PERMANENTE			
				FLUXO POS. (1)	FLUXO NEG. (2)		
HEC-RAS	Natural	Energia, Continuidade e Dinâmica	Sim	Sim	Não	Sim	Não
DYNHYD 5	Retangular	Continuidade e Dinâmica	Sim	Sim	Sim	Não	Sim

(1) – Hidrograma e (2) – Intrusão de maré.

A base de aplicação dos modelos foi constituída de:

1. disponibilidade das seções topográficas do Rio Cocó, levantadas por Villela (1988);
2. disponibilidade das seções topográficas do Rio Cocó, levantadas por Silva (2004);
3. disponibilidade dos dados de oscilação de nível de maré no estuário do Rio Cocó, levantados por Nóbrega (1998);
4. disponibilidade dos dados de calibração de nível e vazão, obtidos por Nóbrega (1998).

A partir dos dados supracitados, foi feita uma seqüência de modelagens, adotando condições de contorno semelhantes, empregando-se os modelos (HEC-RAS 3.1 e DYNHYD 5.0) para cada um dos levantamentos topográficos disponíveis, compondo uma matriz de comparação de resultados, conforme a tabela 2 a seguir:

Tabela 2 - Matriz de Simulações dos Modelos

Modelo Empregado	Topografia Empregada	Condição de Contorno Hidrológica (vazão)	Condição de Contorno de Maré
HEC-RAS	Villela (1988)	3,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
DYNHYD5	Villela (1988)	3,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
HEC-RAS	Villela (1988)	10,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
DYNHYD5	Villela (1988)	10,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
HEC-RAS	Silva (2004)	3,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
DYNHYD5	Silva (2004)	3,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
HEC-RAS	Silva (2004)	10,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)
DYNHYD5	Silva (2004)	10,00 m ³ /s	Nóbrega (1998)

O estudo elaborado por Nóbrega (1998) considerou o escoamento contido na calha natural do Rio Cocó, com vazões de água doce de 3,0 e 10,0 m³/s,

bastante inferior à de uma cheia hidrológica de período de retorno de alta frequência, pois o interesse do autor citado residia na modelagem dos transientes hidráulicos do estuário do rio, comparando seus resultados com os da modelagem realizada por Villela (1988) que usou as mesmas vazões referidas.

O presente trabalho tem, por sua vez, o objetivo de realizar um estudo comparativo entre os resultados obtidos por cada um dos modelos, em diferentes condições de contorno topográficas e hidrológicas.

Na simulação com o modelo HEC-RAS 3.1 considerou-se o fluxo em regime permanente, mantendo as mesmas condições hidrológicas de água doce utilizada na simulação com o modelo DYNHYD5, ou seja, vazões constantes de 3,0 e 10,0 m³/s.

Não houve a necessidade de calibração do coeficiente de Manning para cada seção do Rio Cocó, uma vez que este trabalho já havia sido realizado por Nóbrega (1998), daí não ser necessária a realização de novas campanhas de medição de nível e vazão. A tabela 3 apresenta os valores do coeficiente de Manning considerados nesse estudo.

Tabela 3 – Coeficiente de Rugosidade de Manning.

Canais	Coef. Manning	Canais	Coef. Manning
1	0,040	15	0,055
2	0,040	16	0,040
3	0,040	17	0,030
4	0,040	18	0,025
5	0,045	19	0,025
6	0,040	20	0,022
7	0,045	21	0,022
8	0,045	22	0,022
9	0,045	23	0,022
10	0,050	24	0,022
11	0,055	25	0,022
12	0,060	26	0,022
13	0,060	27	0,022
14	0,060	28	0,022

Fonte: Nóbrega (1998)

O padrão de maré definido por Nóbrega (1998) foi também empregado em todas as modelagens, uma vez que as calibrações procedidas em seu estudo tiveram por base a oscilação de maré definida naquele padrão. Os valores estão apresentados na tabela 4, a seguir:

Tabela 4 – Cotas de oscilação de maré obtidas no marégrafo do Mucuripe.

Tempo		Cotas (m)
Hora	Minuto	
0	0	0,67
6	10	2,89
12	17	0,55
18	32	2,80
0	15	0,66

Fonte: Nóbrega (1998)

A localização das seções topográficas levantadas por Silva (2004) e Villela (1988), está apresentada nos mapas das figuras 10 e 11, respectivamente.

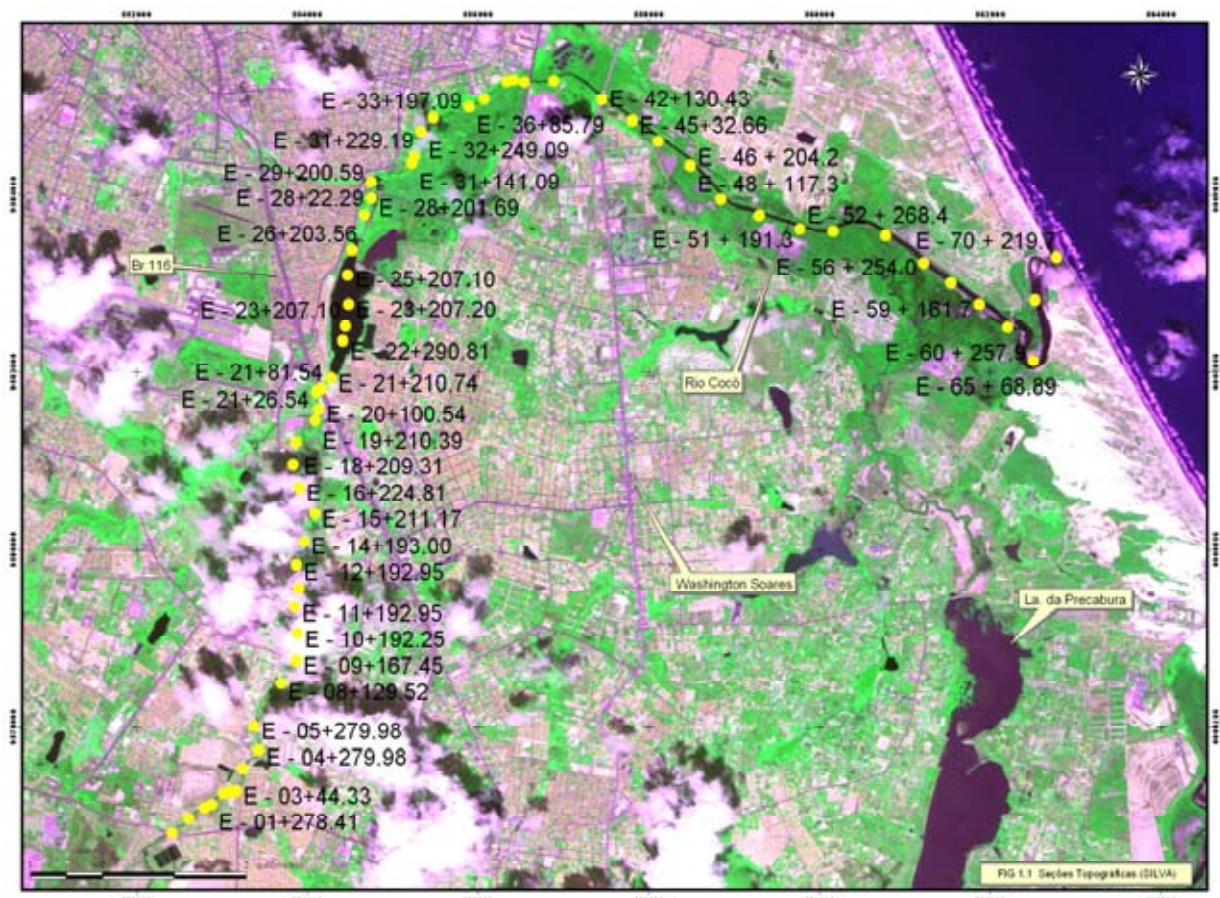


Figura 10 – Mapa de localizações das seções Silva

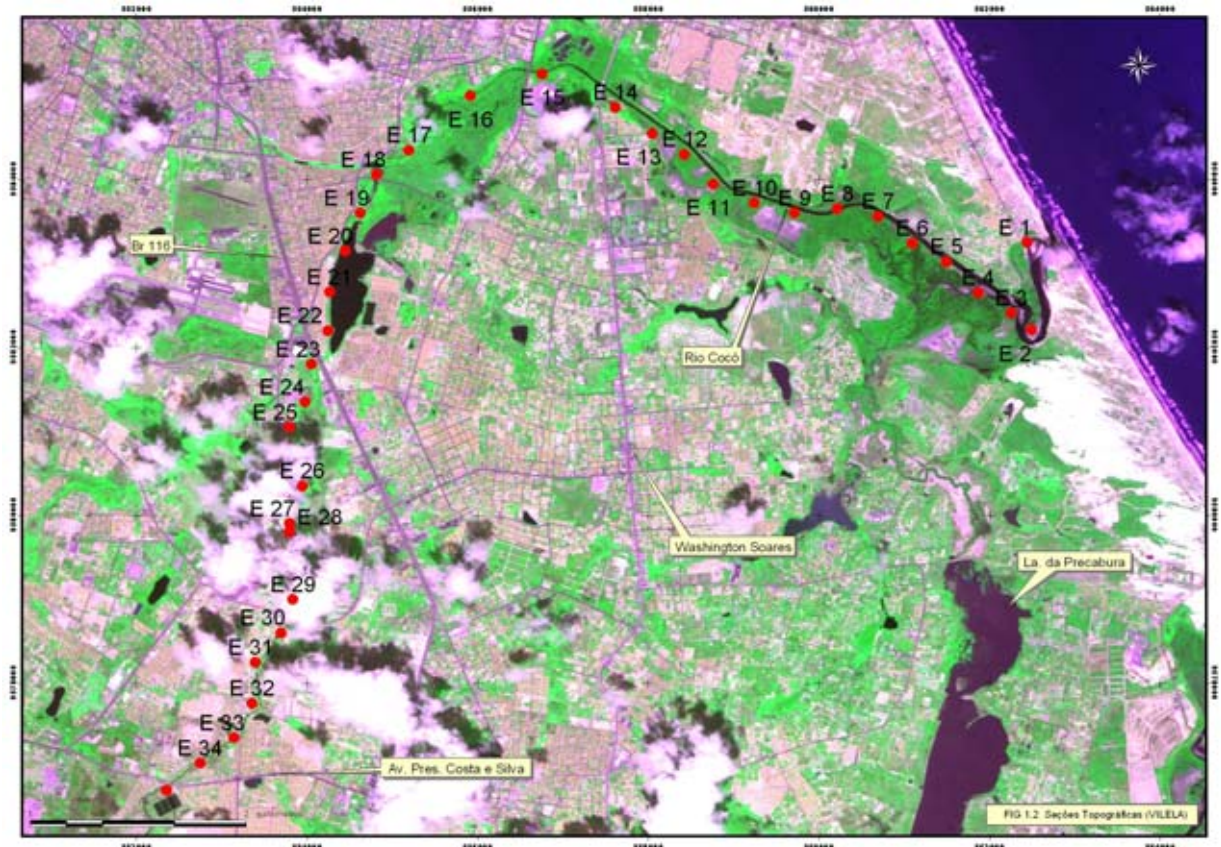


Figura 11 – Mapa de localização das Seções Villela

4.2 Parâmetros do modelo HEC-RAS

Para a modelagem com o Hec-Ras foram utilizados como dados de entrada, as cotas das seções transversais obtidas nos levantamentos topográficos realizados por Villela (1988) e Silva (2004); distância entre as seções transversais; valores dos coeficientes de Manning calibrados por Nóbrega (1998); cotas de oscilações de maré na foz do rio, máxima (2,89m) e mínima (0,55m) obtidas pelo marégrafo do Mucuripe (NÓBREGA, 1998) e consideradas vazões de 3 m³/s e 10 m³/s.

4.3 Parâmetros do modelo DYNHYD5

Para determinação dos dados de entrada do DYNHYD5 com as seções Silva (2004), foram executados os seguintes passos:

1. Inicialmente, tentou-se usar como dados de entrada, os resultados dos parâmetros hidráulicos obtidos com o Hec-Ras. A área superficial de cada canal foi calculada pelo produto da distância entre seções e a média das larguras na superfície de cada seção. Essa metodologia aplicada para as seções Silva (2004) conduziu a resultados semelhantes aos obtidos por Nóbrega (1998) empregando as seções Vilela (1988), ou seja, apresentando indicações de oscilações bruscas no perfil longitudinal da linha d'água.
2. Visando atenuar as oscilações bruscas e melhorar os resultados com o emprego do DYNHYD5, optou-se pela metodologia de composição de retângulos equivalentes, empregada por Nóbrega (1998) nas seções Vilela (1988), considerando a totalidade das seções topográficas levantadas por Silva (2004). Nesse caso, o modelo DYNHYD5 não conseguiu convergir para uma solução numérica devido às larguras equivalentes adotadas e variações bruscas de espaçamento entre as seções transversais.
3. Em virtude dessa instabilidade numérica, adotou-se, então, uma nova metodologia consistindo em agrupar as seções com espaçamento aproximadamente homogêneo e retângulo equivalente médio, para representar o conjunto das seções agrupadas. O agrupamento, totalizando vinte e três seções, está apresentado na tabela 5. Com essa metodologia o DYNHYD5 conseguiu convergir sem problemas, resultando perfis longitudinais da linha d'água suaves e atenuados.

Tabela 5 - Seções Agrupadas com Valores Médios dos Parâmetros.

Junções	Estacas	Seções	Distância (m)	Base Equivalente	Área superficial	Comprimento do Canal	Base média equivalente	Área superficial Média	Cota do Fundo Média	Cota Inicial Média
1	00+20	20102	263,9	11,987	3163,4					
	00+273.23	19838	219,3	14,133	3099,4					
	01+198.23	19619	88,38	14,515	1282,8	571,6	13,5	7742,1	4,5	5,3
2	01+278.14	19531	194,1	12,973	2518,1					
	02+178.41	19337	90,33	17,347	1567,0					
	02+278.41	19246	63,59	12,994	826,3	348,0	14,4	5024,7	4,0	4,8
3	03+44.33	19183	251,3	16,927	4253,8					
	03+279.98	18931	277,2	15,408	4271,1	528,5	16,2	8544,5	3,2	4,3
4	04+279.98	18654	279,8	13,772	3853,4					
	05+279.98	18374	576,6	10,505	6057,2	856,4	12,1	10395,4	2,9	3,5
5	08+129.52	17798	319,5	52,449	16757,5					
	09+167.45	17487	311,4	16,53	5147,4					
	10+192.25	17176	291,5	19,654	5729,1					
	11+192.95	16884	224,3	17,461	3916,5	1146,7	26,5	30414,5	1,1	2,5
6	12+192.95	16660	264,2	12,365	3266,8					
	13+192.3	16396	280,6	10,541	2957,8					
	14+193	16115	339,7	16,107	5471,5					
	15+211.17	15775	346,3	24,007	8313,6	1230,8	15,8	19391,3	0,9	2,2
7	16+224.81	15429	268,2	7,753	2079,4					
	17+243.11	15161	262,2	5,502	1442,6					
	18+209.31	14898	329,1	12,42	4087,4	859,5	8,6	7355,9	0,6	1,9
8	19+210.39	14569	437	19,941	8714,2					
	20+100.54	14132	215,9	9,76	2107,2	652,9	14,9	9695,9	0,2	1,7
9	21+26.54	13917	60,35	30,153	1819,7					
	21+81.54	13856	146,2	20,192	2952,1					
	21+210.74	13710	488,1	59,907	29240,6	694,7	36,8	25528,9	1,0	1,5
10	22+290.81	13222	268,2	273,099	73245,2					
	23+207.1	12954	280,2	306,104	85770,3					
	24+207.2	12674	387	320,344	123973,1					
	25+207.1	12286	390,3	289,359	112936,8	1325,7	297,2	394033,2	-3,5	1,2
11	26+203.56	11896	625,3	67,932	42477,9					
	28+22.29	11271	459,1	96,189	44160,4	1084,4	82,1	88986,4	-0,8	1,2
12	28+201.69	10812	103,5	32,59	3373,1					
	29+200.59	10708	542,1	93,808	50853,3	645,6	63,2	40801,3	0,1	1,2
13	31+141.09	10166	78,44	214,287	16808,7					
	31+229.19	10088	296,2	28,04	8305,4					
	32+249.09	9792	213,6	128,937	27540,9					
	33+197.09	9578	435,9	281,348	122639,6	1024,1	163,2	167091,5	-0,2	1,1
14	36+85.79	9142	189	49,22	9302,6					
	36+256.79	8953	330,1	46,053	15202,1					
	38+03.79	8623	88,04	40,69	3582,3	607,1	45,3	27516,2	-0,2	0,7
15	38+195.79	8535	127,3	106,778	13592,8					
	39+03.62	8408	342,4	40,095	13728,5					
	40+112.3	8065	606,3	26,237	15907,5	1076,0	57,7	62088,8	-0,4	0,7
16	42+130.43	7459	425,5	42,18	17947,6					
	43+244.74	7033	379,9	50,627	19233,2					
	45+32.66	6654	471,2	59,672	28117,4	1276,6	50,8	64884,9	-0,5	0,6
17	46+204.26	6182	518,8	118,044	61241,2					
	48+117.31	5663	485,6	49,104	23844,9	1004,4	83,6	83941,7	-0,7	0,6
18	49+296.71	5178	504,3	28,861	14554,6					
	51+191.39	4674	458,7	79,999	36695,5	963,0	54,4	52416,1	-0,6	0,6
19	52+268.46	4215	637,4	118,998	75849,3					
	54+298.82	3578	547,7	155,573	85207,3	1185,1	137,3	162697,0	-0,4	0,6
20	56+254.08	3030	394	50,782	20008,1					
	58+57.71	2636	405,2	131,182	53154,9	799,2	91,0	72712,8	-0,3	0,6
21	59+161.79	2231	407,4	86,654	35302,8					
	60+257.91	1823	591,4	132,702	78480,0	998,8	109,7	109546,4	-0,5	0,6
22	65+68.89	1232	752,2	95,303	71686,9					
	69+48.53	480	479,6	107,589	51599,7	1231,8	101,4	124961,2	-1,0	0,6
23	70+219.76	0	240		0,0					

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das simulações estão apresentados em tabelas e gráficos, subdividido em dois itens: simulação com o modelo Hec-Ras e simulação com o modelo DYNHYD5. As condições de contorno utilizadas em cada modelagem, também estão indicadas.

5.1 Resultados do modelo HEC-RAS

Os resultados obtidos com a simulação do HEC-RAS estão apresentados em forma de tabelas e gráficos, distintamente com as seções topográficas levantadas por Silva (2004) e Villela (1988).

5.1.1 Aplicação do modelo HEC-RAS com as seções Silva

Inicialmente, para realização da simulação com o modelo Hec-Ras, foram consideradas como dado de entrada as cotas das sessenta seções topográficas levantadas por Silva (2004) e a distância entre elas; os valores dos coeficientes de Manning calibrados por Nóbrega (1998), que estão apresentados na tabela 3; vazões com valores de $3\text{m}^3/\text{s}$ e $10\text{m}^3/\text{s}$ e para representar as oscilações de maré na foz do rio, cargas hidráulicas com valores de 2,89m e 0,55m.

O resultado dessa simulação do modelo Hec-Ras apresentou uma instabilidade considerável nos níveis d'água, principalmente, nas seções em trechos do rio com grandes larguras. Acredita-se que, como o levantamento topográfico de Silva (2004) é bastante detalhado, o pequeno espaçamento inter-seções nos trechos

largos do rio, tenha causado essa instabilidade no modelo.

Para minimizar esse efeito, adotou-se a mesma metodologia utilizada para o DYNHYD5, ou seja, consideraram-se as seções agrupadas e os parâmetros hidráulicos médios.

As tabelas 6; 7; 8 e 9, a seguir, apresentam os níveis d'água médios, resultado do agrupamento das vinte e três seções. Os resultados da tabela 6 são referentes às condições de contorno com vazão de $3\text{m}^3/\text{s}$ e carga hidráulica na foz de 0,55m; a tabela 7 com vazão de $3\text{m}^3/\text{s}$ e carga de 2,89m; as tabelas 8 e 9 com vazão de $10\text{m}^3/\text{s}$ e cargas hidráulicas de 0,55m e 2,89m, respectivamente.

As distâncias de montante para foz indicadas nas tabelas, correspondem às seções batizadas no Hec-Ras.

Tabela 6 – Níveis d'água médios calculado pelo HEC-RAS p/ $Q= 3\text{ m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55\text{ m}$ (seções Silva)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Carga (m)
0	5,30	9945	1,08
572	4,84	10969	0,74
920	4,25	11576	0,68
1448	3,46	12652	0,61
2305	2,51	13929	0,59
3451	2,21	14933	0,59
4682	1,96	15896	0,59
5542	1,66	17081	0,56
6194	1,47	17880	0,55
6889	1,16	18879	0,55
8215	1,16	20111	0,55
9299	1,15		

Tabela 7 – Níveis d'água médios calculado pelo HEC-RAS p/ Q= 3 m³/s e H= 2,89 m (seções Silva)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Carga (m)
0	5,30	9945	2,89
572	4,84	10969	2,89
920	4,25	11576	2,89
1448	2,95	12652	2,89
2305	2,91	13929	2,89
3451	2,90	14933	2,89
4682	2,89	15896	2,89
5542	2,89	17081	2,89
6194	2,89	17880	2,89
6889	2,89	18879	2,89
8215	2,89	20111	2,89
9299	2,89		

Tabela 8 – Níveis d'água médios calculado pelo HEC-RAS p/ Q= 10 m³/s e H= 0,55 m (seções Silva)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Cargas (m)
0	5,80	9945	1,45
572	5,20	10969	1,19
920	4,74	11576	1,09
1448	3,81	12652	0,88
2305	3,15	13929	0,82
3451	2,81	14933	0,80
4682	2,48	15896	0,76
5542	2,13	17081	0,65
6194	1,86	17880	0,57
6889	1,68	18879	0,56
8215	1,68	20111	0,55
9299	1,65		

Tabela 9 – Níveis d'água médios calculado pelo HEC-RAS p/ Q= 10 m³/s e H= 2,89m (seções Silva)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Carga (m)
0	5,80	9945	2,90
572	5,20	10969	2,90
920	4,74	11576	2,90
1448	3,81	12652	2,89
2305	3,28	13929	2,89
3451	3,05	14933	2,89
4682	2,97	15896	2,89
5542	2,93	17081	2,89
6194	2,91	17880	2,89
6889	2,90	18879	2,89
8215	2,90	20111	2,89
9299	2,90		

Com base nos resultados obtidos nas tabelas 6; 7; 8 e 9, traçaram-se os perfis de linha d'água, estando a figura 12 apresentando as envoltórias definidas pela vazão de 10m³/s e cargas hidráulicas de 0,55m e 2,89m.

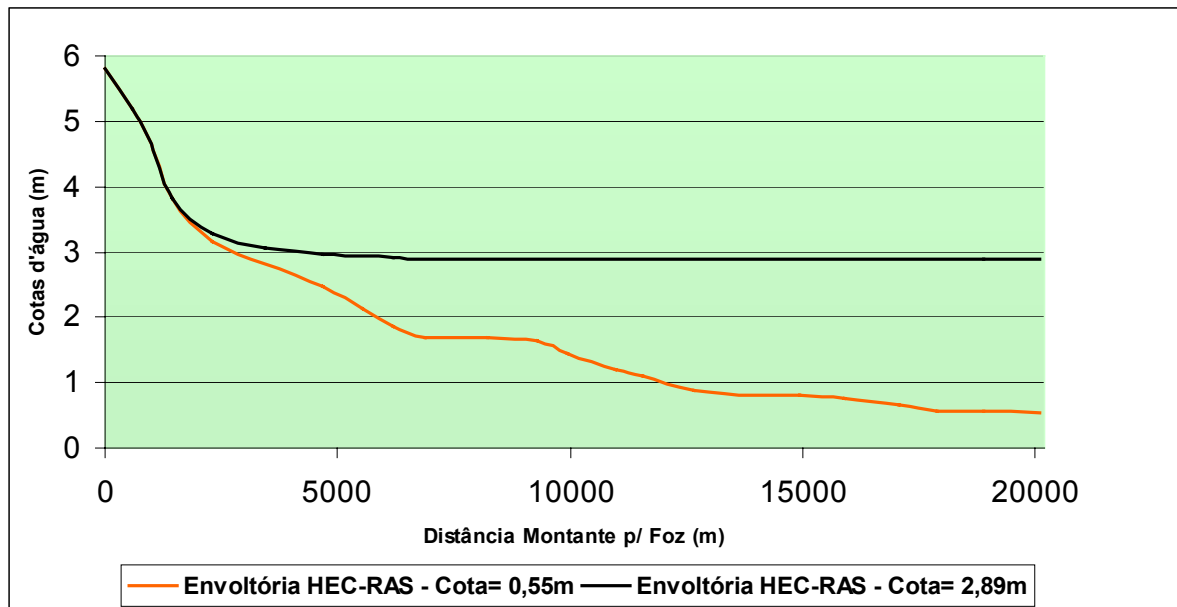


Figura 12 - Perfis da linha d'água para Q= 10 m³/s e cargas hidráulicas, H = 0,55 m e H = 2,89 m (seções Silva).

A figura 13 apresenta as envoltórias definidas pela vazão de $3\text{m}^3/\text{s}$ e cargas hidráulicas na foz do rio, de $0,55\text{m}$ e $2,89\text{m}$.

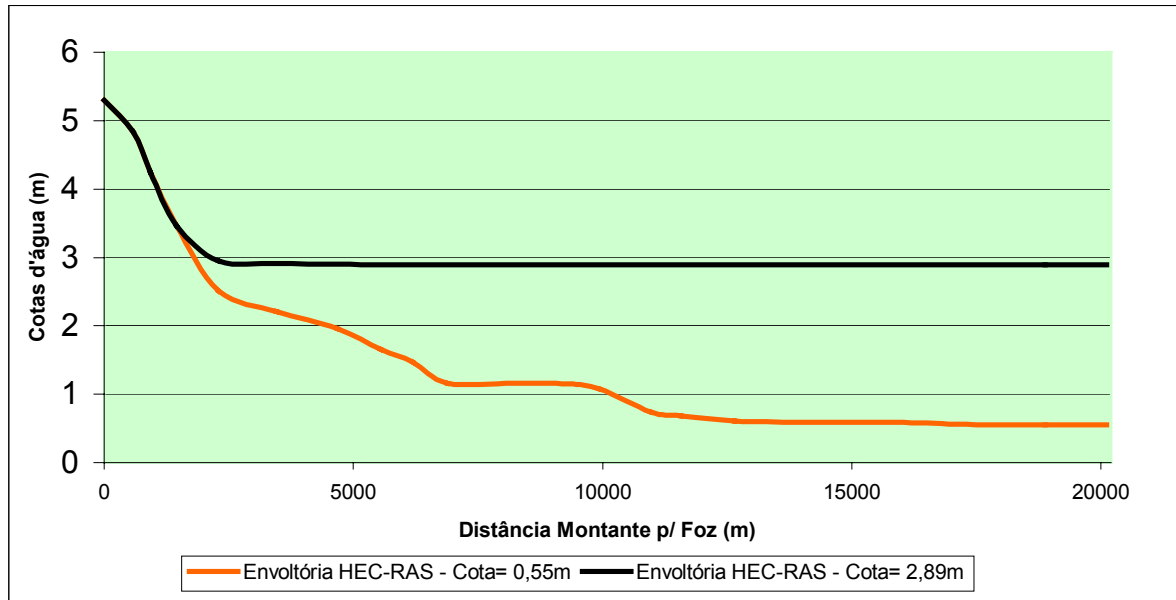


Figura 13 – Perfil da linha d' água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ e cargas hidráulicas, $H= 0,55 \text{ m}$ e $H= 2,89 \text{ m}$ (seções Silva).

5.1.2 Aplicação do modelo HEC-RAS com as seções Villela

Para esta simulação foram utilizadas 29 (vinte e nove) seções levantadas por Villela e os valores de vazões, coeficientes de *Manning* e cotas de oscilações de maré, foram os mesmos utilizados na simulação com as seções Silva.

As tabelas 10; 11; 12 e 13 apresenta os resultados de níveis d'água nas seções, conforme condições de contorno utilizadas em cada simulação.

Como no item anterior as distâncias de montante para a foz, correspondem às seções batizadas no Hec-Ras.

Tabela 10 – Níveis d'água médios calculados pelo HEC-RAS, para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55$ (seções Villela)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz	Cargas (m)
0	4.67	8500	1.04
500	3.25	9500	1.04
1500	3.01	10000	1.04
2000	2.86	11000	0.93
3000	2.35	11040	0.90
3440	1.69	11500	0.89
3500	1.58	12500	0.88
4500	1.44	13500	0.88
5500	1.34	14500	0.83
6500	1.25	15500	0.78
7000	1.16	16500	0.76
7200	1.13	17500	0.74
7500	1.11	18500	0.72
7800	1.09	19500	0.57
8000	1,06		

Tabela 11 – Níveis d'água médios calculados pelo HEC-RAS, para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89$ (seções Villela)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Carga (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Cargas (m)
0	4.67	8500	2.89
500	3.25	9500	2.89
1500	3.06	10000	2.89
2000	2.98	11000	2.89
3000	2.90	11040	2.89
3440	2.90	11500	2.89
3500	2.89	12500	2.89
4500	2.89	13500	2.89
5500	2.89	14500	2.89
6500	2.89	15500	2.89
7000	2.89	16500	2.89
7200	2.89	17500	2.89
7500	2.89	18500	2.89
7800	2.89	19500	2.89
8000	2,89		

Tabela 12 – Níveis d'água médios calculados pelo HEC-RAS, para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H= 0,55$ (seções Villela)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Cargas (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Cargas (m)
0	5.13	8500	1.51
500	3.73	9500	1.51
1500	3.43	10000	1.50
2000	3.24	11000	1.30
3000	2.54	11040	1.24
3440	2.28	11500	1.22
3500	2.12	12500	1.20
4500	2.00	13500	1.18
5500	1.93	14500	1.11
6500	1.85	15500	1.03
7000	1.73	16500	0.97
7200	1.68	17500	0.93
7500	1.64	18500	0.89
7800	1.61	19500	0.65
8000	1.55		

Tabela 13 – Níveis d'água médios calculados pelo HEC-RAS, para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H= 2,89$ (seções Villela)

Distância Mont. P/ Foz (m)	Cargas (m)	Distância Mont. P/ Foz.	Cargas (m)
0	5.13	8500	2.90
500	3.74	9500	2.90
1500	3.45	10000	2.90
2000	3.28	11000	2.89
3000	3.00	11040	2.89
3440	2.95	11500	2.89
3500	2.93	12500	2.89
4500	2.93	13500	2.89
5500	2.93	14500	2.89
6500	2.92	15500	2.89
7000	2.91	16500	2.89
7200	2.91	17500	2.89
7500	2.91	18500	2.89
7800	2.90	19500	2.89
8000	2.90		

Os perfis da linha d'água das figuras 14 e 15 apresentados a seguir, referem-se aos resultados das tabelas apresentadas anteriormente e foram obtidos na simulação com o Hec-Ras.

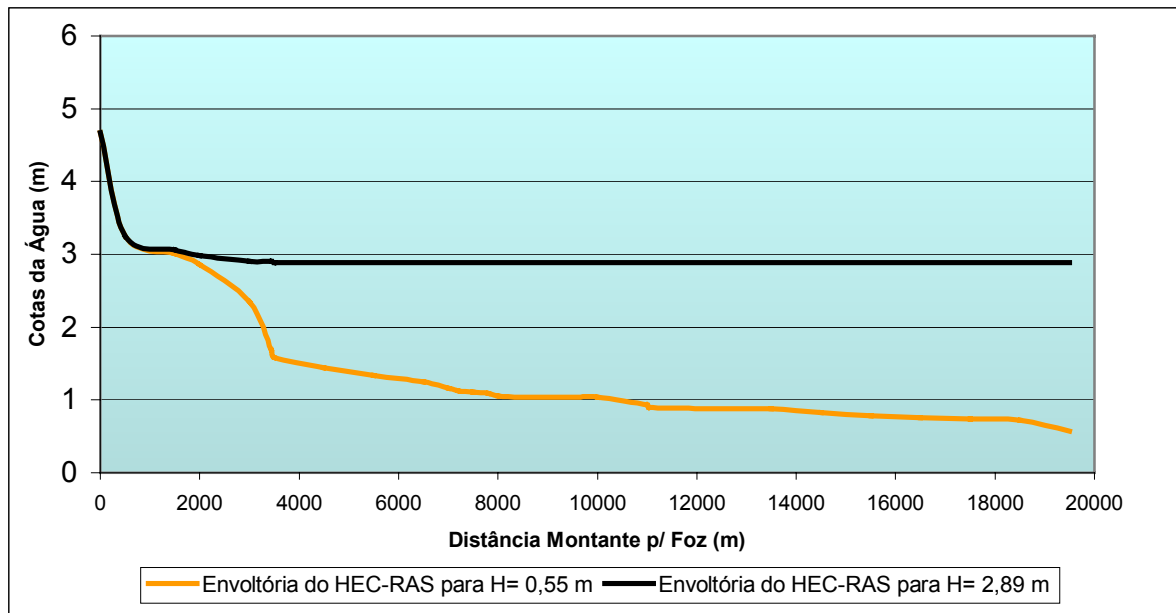


Figura 14 – Perfil da linha d'água para $Q= 3 \text{ m}^3/\text{s}$ e cargas hidráulicas, $H = 0,55\text{m}$ e $H = 2,89\text{m}$ (seções Villela).

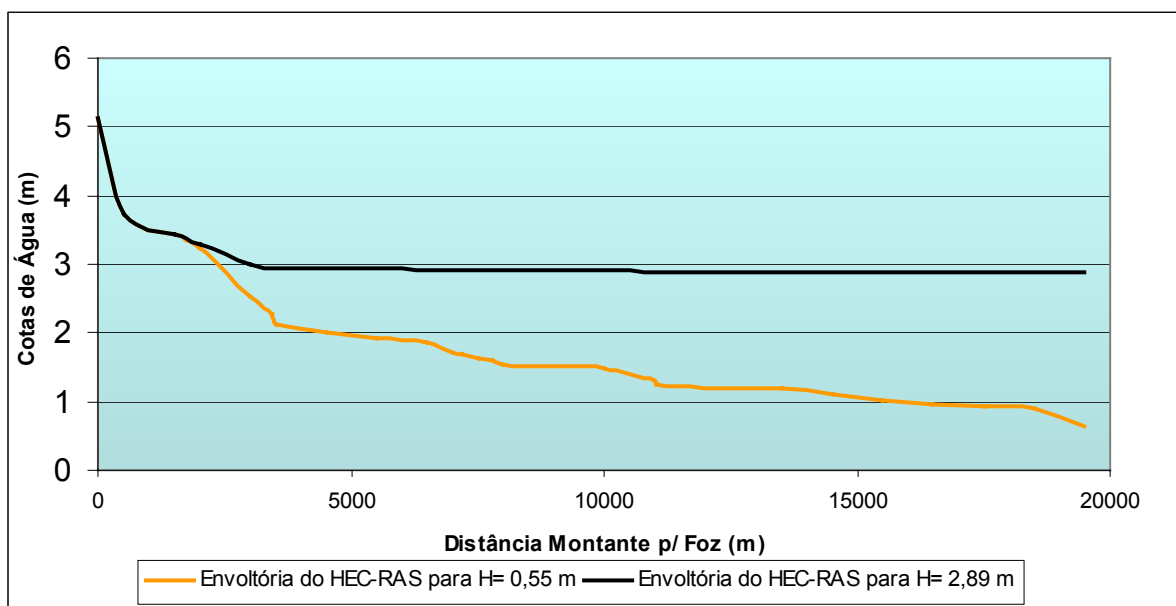


Figura 15 – Perfil da linha d'água para $Q= 10 \text{ m}^3/\text{s}$ e carga hidráulica, $H= 0,55\text{m}$ e $H=2,89\text{m}$ (seções Villela).

Os resultados do Hec-Ras são condicionados ao valor empregado para cada condição de contorno da carga hidráulica na foz do estuário, uma vez que não tem condição de simular fluxo negativo de maré.

Os gráficos das figuras 12 a 15 mostram que, para condições de contorno de maré mínima (0,55m), o perfil longitudinal da água acompanha as variações

topográficas do leito do rio, enquanto que, para condições de maré máxima (2,89m), o perfil longitudinal apresenta-se notadamente horizontal sem variação ao longo de quase todo o rio, até a seção em que o seu leito passa a exercer influência na determinação do perfil da linha d'água, ou seja, aproximadamente a 17 Km da foz.

Em outras palavras, o Hec-Ras não consegue descrever a evolução do prisma de maré dentro do estuário do Rio e não se consegue vislumbrar no Hec-Ras a evolução temporal das cargas hidráulicas, ao longo do perfil longitudinal do Rio.

Os resultados das simulações feitas com o Hec-Ras nos mostram que os perfis da linha d'água obtidos, a partir das seções Villela (1988) seguem o mesmo padrão que os perfis obtidos com as seções Silva (2004), de onde se pode concluir que as diferenças na geometria da calha do rio, ocasionadas por períodos distintos (dezesseis anos) dos levantamentos topográficos, não influenciaram na modelagem com o Hec-Ras.

5.2 Resultados do modelo DYNHYD5

Com o objetivo de se avaliar o comportamento dos transientes hidráulicos, devido à oscilação de maré no estuário do rio em função das distâncias à sua foz, foram escolhidas três seções no trecho do Rio em estudo, para as quais foram grafadas as variações temporais de nível d'água, permitindo identificar as diferentes amplitudes de oscilação e defasagens temporais nos picos oscilatórios.

É importante destacar-se que esta análise só pode ser feita com base nos resultados do modelo DYNHYD5, uma vez que o HEC-RAS oferece como resultado as envoltórias máxima e mínima.

Selecionou-se a seção denominada Barraca distando 3 Km da foz, a

seção Lagamar a 13 Km e a seção Paulino Rocha que fica a 18 Km da foz, como mostra a figura 16.

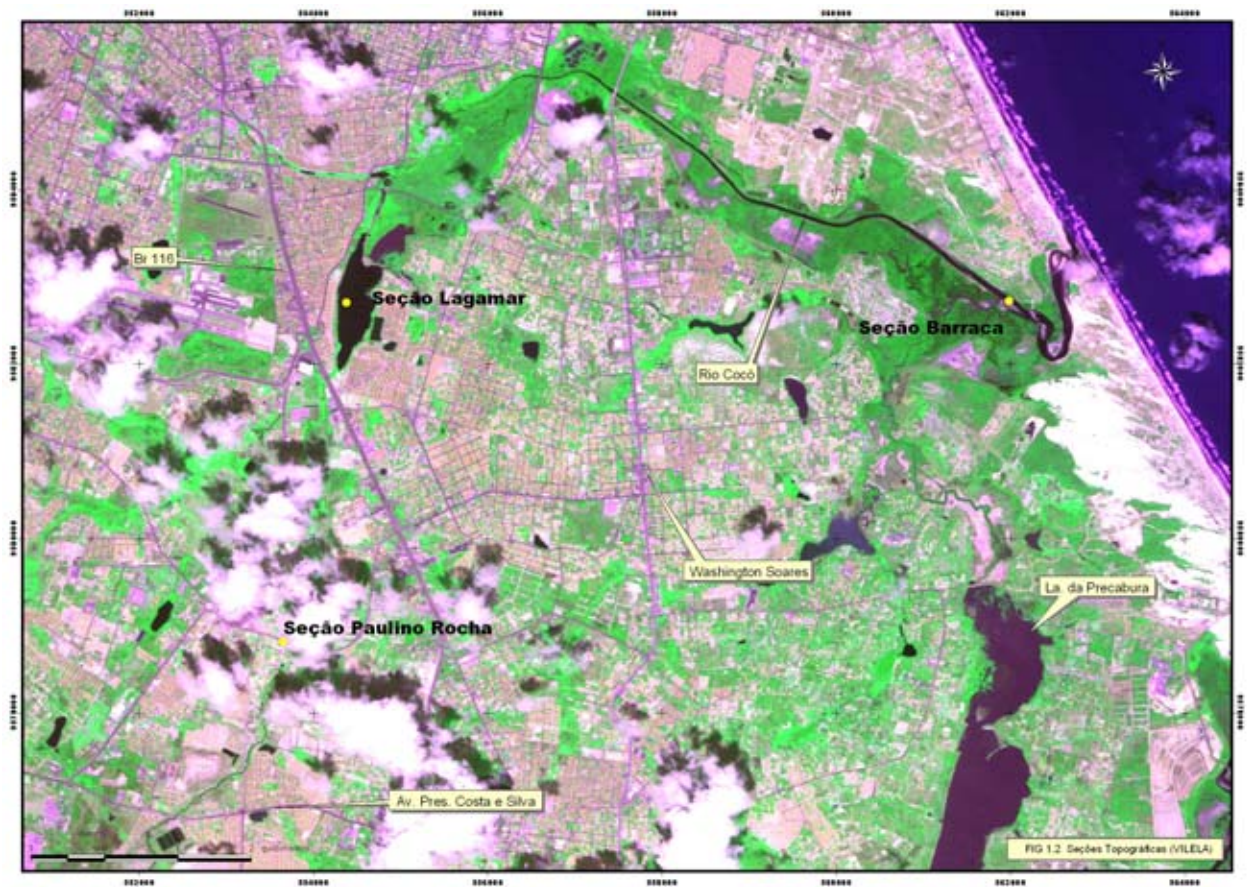


Figura 16 - Mapa de localização das três seções de controle selecionadas.

O gráfico da figura 17 apresenta o ciclo completo das oscilações de maré nas seções anteriormente citadas.

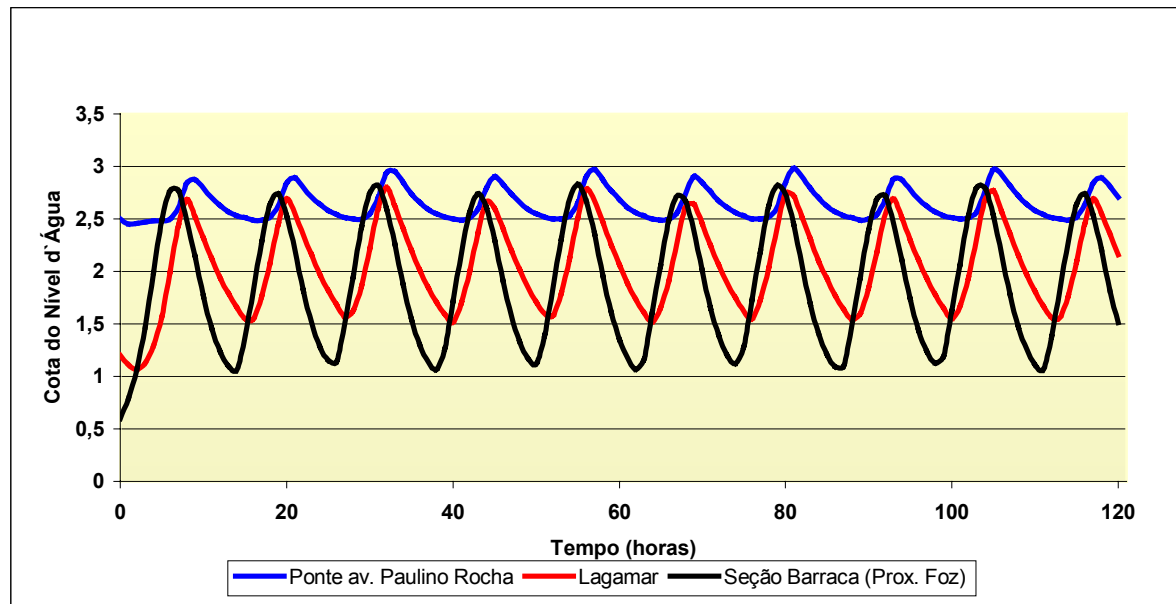


Figura 17 - Oscilações de níveis d'água calculadas pelo modelo DYNHYD5.

Analisando os resultados do gráfico da figura 17, podem-se concluir os seguintes aspectos inerentes ao estuário do Rio Cocó:

- a seção Barraca apresenta uma oscilação completa de maré com amplitude próxima daquela que ocorre no oceano;
- a seção Lagamar apresenta uma redução na amplitude de oscilação e uma defasagem temporal nos picos de oscilação em relação à seção da Barraca;
- a seção Paulino Rocha apresenta uma redução mais acentuada na amplitude de oscilação e uma defasagem temporal maior em relação à seção da Barraca;
- a defasagem temporal entre os picos nas diferentes seções, comprovam que o perfil longitudinal do nível d'água, para um determinado tempo, apresenta níveis d'água diferentes em cada seção ao longo do Rio;
- esse fato também comprova que o modelo DYNHYD5 apresenta uma maior precisão na determinação da oscilação verdadeira dos níveis d'água no estuário, em relação ao Hec-Ras.

Na figura 18 considera-se uma redução no tempo de simulação para quarenta horas, podendo-se observar, com mais clareza, a defasagem temporal entre os picos nas diferentes seções.

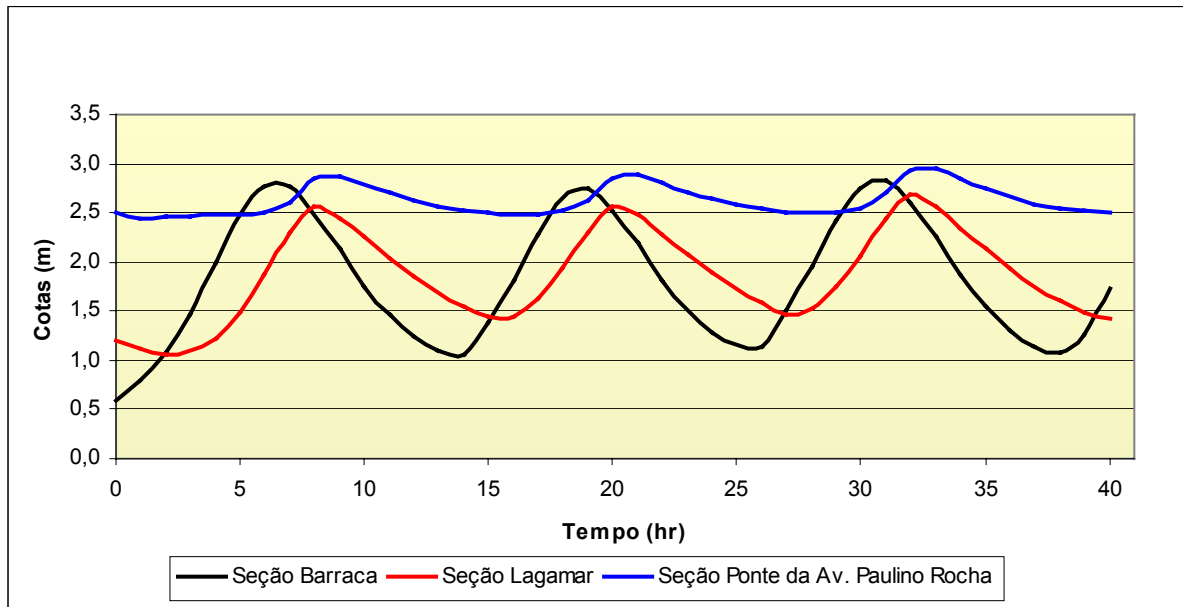


Figura 18 – Detalhe das oscilações de níveis d'água calculadas pelo DYNHYD5 para um intervalo de tempo de 40 horas.

5.2.1 Aplicação do modelo DYNHYD5 com seções Silva

Para essa modelagem, os parâmetros de entrada foram calculados tendo por base as vinte e três seções topográficas levantadas por Silva (2004). Como já foi explicado no capítulo da metodologia, as seções foram agrupadas, considerado-se os valores médios dos parâmetros. Utilizou-se o valor das oscilações de maré (tabela 4) que foram coletadas no marégrafo do Mucuripe por Nóbrega (1998). Foram consideradas vazões de $3\text{m}^3/\text{s}$ e $10\text{m}^3/\text{s}$.

Os resultados dos níveis d'água em cada uma das seções estão apresentados nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14 – Níveis d'água das seções calculadas pelo DYNHYD5 para vazão de 3m³/s (seções Silva).

Dist. Mont. p/ Foz (m)	Tempo (hs)				
	0	6	12	18	24
0	5,11	5,10	5,11	5,10	5,11
572	4,21	4,23	4,21	4,22	4,21
920	3,92	3,82	3,92	3,84	3,93
1448	2,88	3,01	2,88	2,95	2,87
2305	2,11	1,97	2,11	2,10	2,14
3451	2,08	1,97	2,08	2,10	2,12
4682	2,01	1,99	2,01	2,12	2,05
5542	1,91	2,01	1,91	2,14	1,95
6194	1,84	2,02	1,85	2,16	1,89
6889	1,84	2,03	1,85	2,16	1,89
8215	1,84	2,03	1,85	2,16	1,89
9299	1,82	2,06	1,83	2,19	1,87
9945	1,80	2,10	1,81	2,23	1,85
10969	1,79	2,12	1,80	2,25	1,84
11576	1,72	2,25	1,73	2,38	1,77
12652	1,64	2,37	1,65	2,49	1,69
13929	1,51	2,51	1,52	2,63	1,55
14933	1,46	2,55	1,47	2,66	1,50
15896	1,26	2,65	1,29	2,76	1,31
17081	1,18	2,68	1,21	2,78	1,22
17880	0,95	2,72	1,00	2,83	0,99
18879	0,79	2,75	0,86	2,86	0,83
20111	0,55	2,79	0,67	2,89	0,56

Tabela 15 – Níveis d'água das seções calculadas pelo DYNHYD5 para vazão de 10m³/s (seções Silva).

Dist. Mont. p/ Foz (m)	Tempo (hs)				
	0	6	12	18	24
0	5,54	5,54	5,54	5,54	5,54
572	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67
920	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22
1448	3,42	3,44	3,42	3,44	3,42
2305	2,62	2,54	2,62	2,57	2,64
3451	2,56	2,48	2,56	2,53	2,58
4682	2,41	2,38	2,41	2,45	2,43
5542	2,13	2,24	2,14	2,35	2,16
6194	1,93	2,18	1,93	2,32	1,97
6889	1,93	2,18	1,93	2,32	1,97
8215	1,93	2,18	1,93	2,32	1,97
9299	1,90	2,20	1,91	2,34	1,95
9945	1,88	2,23	1,89	2,36	1,93
10969	1,87	2,24	1,88	2,37	1,92
11576	1,80	2,34	1,80	2,46	1,84
12652	1,71	2,43	1,72	2,55	1,75
13929	1,56	2,55	1,58	2,66	1,61
14933	1,51	2,58	1,53	2,69	1,55
15896	1,30	2,67	1,33	2,78	1,35
17081	1,21	2,69	1,24	2,80	1,26
17880	0,98	2,73	1,02	2,84	1,02
18879	0,81	2,76	0,87	2,86	0,85
20111	0,55	2,79	0,67	2,89	0,56

Com base nos resultados dos níveis d'água, apresentados nas tabelas 14 e 15, traçaram-se os gráficos dos perfis longitudinais das linhas d'água, para um ciclo de maré de vinte e quatro horas.

As figuras 19 e 20 apresentam os perfis para as vazões de 10m³/s e 3m³/s, respectivamente.

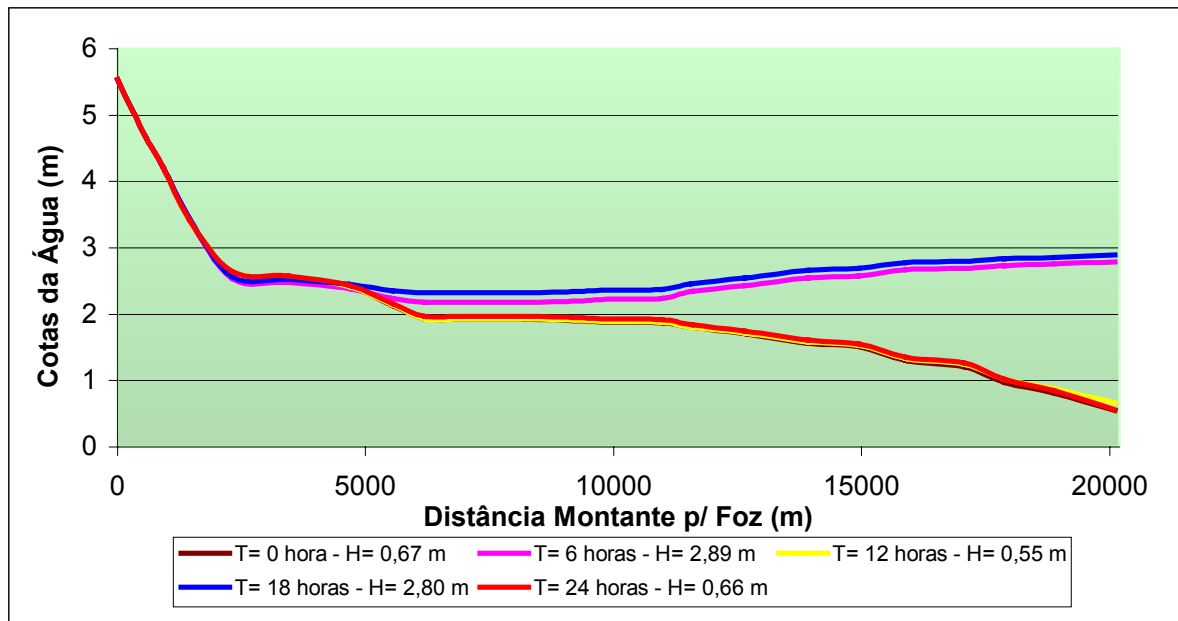


Figura 19 - Perfis da linha d'água para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ (seções Silva).

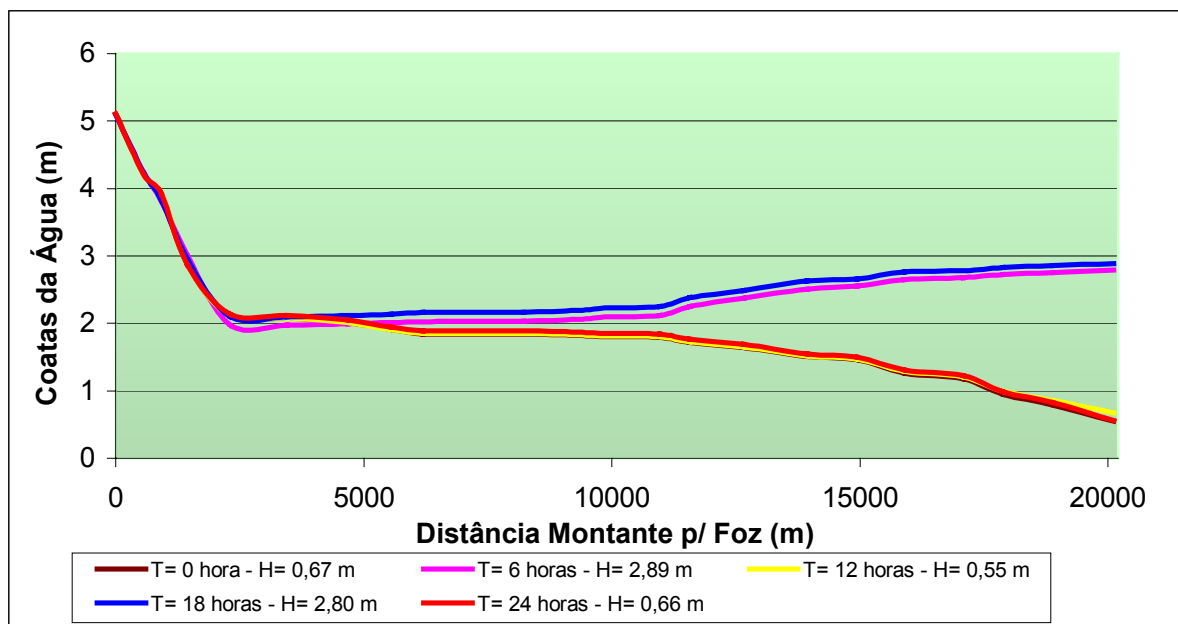


Figura 20 - Perfis da linha d'água para $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (seções Silva).

5.2.2 Aplicação do modelo DYNHYD5 com as seções Villela

Para aplicação do modelo consideram-se vinte e nove seções levantadas por Villela (1988), os parâmetros hidráulicos calculados por Nóbrega (1998), os

valores do coeficiente de Manning (tabela 3), as oscilação de maré para um ciclo de vinte e quatro horas (tabela 4) e as vazões de 3 m³/s e 10 m³/s.

O resultado dessa simulação está apresentado nas tabelas 16 e 17, que são os níveis d'água em cada seção para um ciclo de maré de vinte e quatro horas.

Tabela 16 – Níveis d'água nas seções calculadas pelo DYNHYD5 para vazão de 3m³/s (seções Villela)

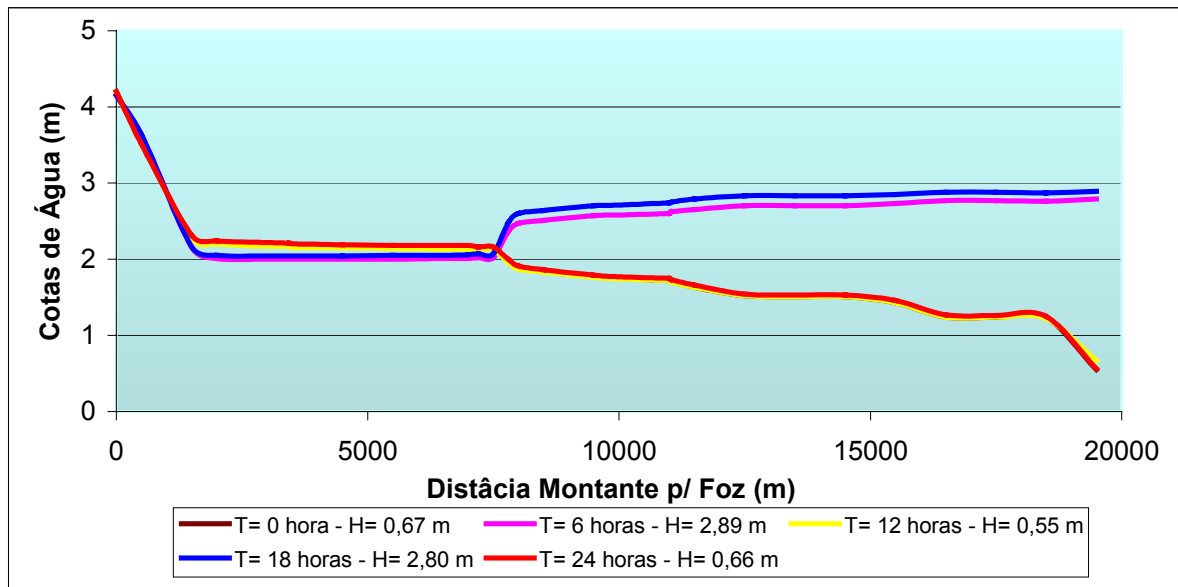
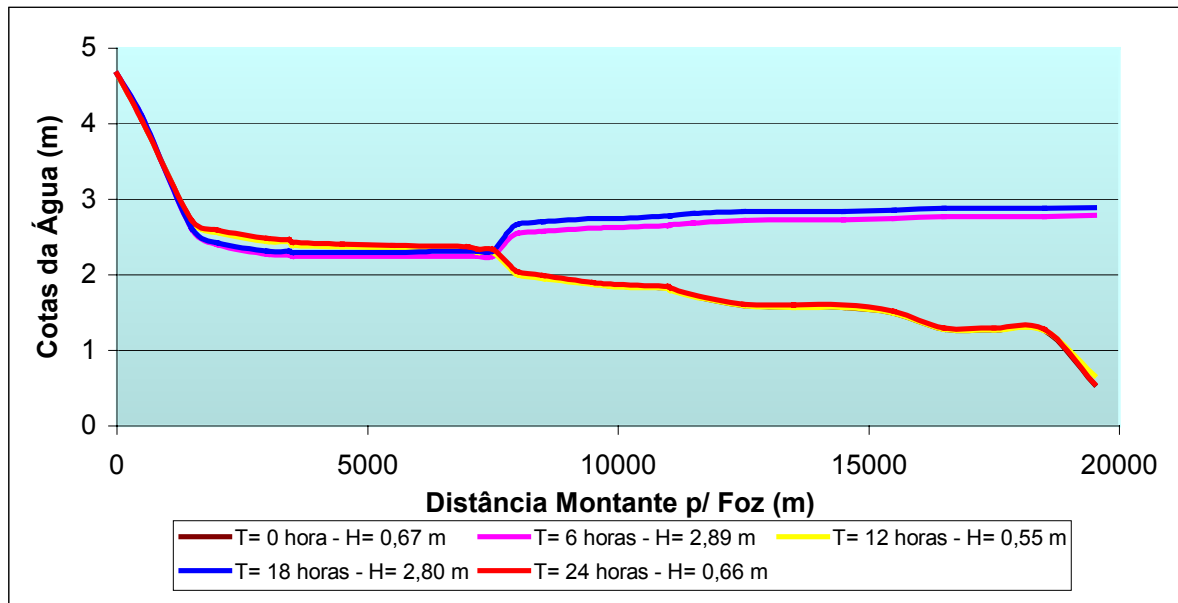
Dist. Mont. p/ Foz (m)	Tempo (hs)				
	0	6	12	18	24
0	4,20	4,15	4,19	4,15	4,20
500	3,52	3,63	3,53	3,63	3,51
1500	2,29	2,15	2,27	2,16	2,31
2000	2,22	2,01	2,20	2,05	2,24
3000	2,20	2,00	2,17	2,04	2,22
3440	2,19	2,00	2,17	2,04	2,21
3500	2,18	2,00	2,15	2,04	2,20
4500	2,17	2,00	2,15	2,04	2,19
5500	2,17	2,00	2,14	2,05	2,18
6500	2,16	2,01	2,13	2,05	2,18
7000	2,16	2,01	2,13	2,06	2,18
7200	2,14	2,02	2,12	2,07	2,16
7500	2,14	2,02	2,12	2,07	2,16
7800	1,98	2,36	1,96	2,48	2,00
8000	1,89	2,47	1,87	2,60	1,91
8500	1,84	2,51	1,83	2,64	1,86
9500	1,77	2,57	1,76	2,70	1,79
10000	1,75	2,58	1,74	2,71	1,77
11000	1,72	2,60	1,72	2,74	1,75
11040	1,71	2,62	1,70	2,75	1,73
11500	1,63	2,65	1,63	2,79	1,66
12500	1,52	2,70	1,52	2,83	1,54
13500	1,51	2,70	1,51	2,83	1,53
14500	1,51	2,70	1,51	2,83	1,53
15500	1,43	2,73	1,43	2,85	1,46
16500	1,24	2,77	1,24	2,88	1,27
17500	1,24	2,77	1,24	2,88	1,26
18500	1,23	2,76	1,22	2,87	1,25
19500	0,55	2,79	0,67	2,89	0,56

Tabela 17 – Níveis d'água nas seções calculadas pelo DYNHYD5 para vazão de 10m³/s (seções Villela)

Dist. Mont. p/ Foz (m)	Tempo (hs)				
	0	6	12	18	24
0	4,66	4,66	4,66	4,66	4,66
500	4,05	4,10	4,05	4,10	4,04
1500	2,71	2,60	2,70	2,61	2,72
2000	2,58	2,40	2,56	2,42	2,59
3000	2,47	2,27	2,44	2,31	2,48
3440	2,46	2,26	2,44	2,31	2,47
3500	2,41	2,25	2,39	2,30	2,43
4500	2,39	2,25	2,37	2,30	2,41
5500	2,38	2,25	2,35	2,30	2,39
6500	2,36	2,25	2,33	2,31	2,38
7000	2,36	2,25	2,33	2,31	2,37
7200	2,32	2,25	2,30	2,31	2,34
7500	2,32	2,25	2,30	2,31	2,34
7800	2,13	2,47	2,11	2,57	2,15
8000	2,02	2,55	2,00	2,67	2,04
8500	1,97	2,58	1,95	2,70	1,99
9500	1,88	2,62	1,87	2,75	1,90
10000	1,85	2,63	1,84	2,75	1,87
11000	1,83	2,65	1,82	2,78	1,85
11040	1,81	2,66	1,80	2,78	1,83
11500	1,72	2,69	1,71	2,81	1,74
12500	1,59	2,72	1,59	2,84	1,61
13500	1,58	2,73	1,57	2,84	1,60
14500	1,57	2,73	1,57	2,84	1,60
15500	1,49	2,75	1,49	2,86	1,52
16500	1,28	2,77	1,28	2,88	1,30
17500	1,27	2,77	1,27	2,88	1,30
18500	1,26	2,77	1,26	2,88	1,28
19500	0,55	2,79	0,67	2,89	0,56

Seguindo a mesma metodologia, traçamos os perfis da linha d'água considerando os resultados dos níveis indicados nas tabelas 16 e 17, para um ciclo de maré de vinte e quatro horas.

Os perfis estão apresentados nas figuras 21 e 22.



Analisando-se os resultados obtidos na modelagem com o DYNHYD5, observa-se que há uma grande diferença no comportamento dos perfis da linha d'água, entre as simulações feitas com as seções Villela (1988) e as seções Silva (2004). A modelagem com as seções Villela (1988) apresenta uma mudança brusca

no nível d'água no final da seção lagamar, enquanto que, com as seções Silva (2004), no mesmo trecho do rio, o perfil tem um comportamento bem mais estável.

A diferença temporal dos levantamentos topográficos, mais precisamente dezesseis anos, apresenta realidades distintas quanto à geometria da calha do rio em estudo, mas acredita-se que uma das causas principais da diferença do comportamento dos perfis d'água seja devido à precisão dos levantamentos, tendo em vista que no levantamento feito por Villela (1988) todas as cotas são positivas, o que não representa a realidade da geometria da calha do rio, segundo o levantamento de precisão feito por Silva (2004). Como o modelo DYNHYD5 é muito sensível às mudanças na largura dos rios, outra causa possível estaria ligada ao fato de os retângulos equivalentes, representativos das seções Villela (1988), não terem sido convenientemente agrupados para suavizar as expansões e constrições.

5.3 Resultados dos modelos DYNHYD5 e HEC-RAS

Os gráficos das figuras 23 e 24 apresentam as envoltórias dos perfis da linha d'água a partir dos resultados obtidos pelas modelagens feitas pelo DYNHYD5 e HEC-RAS, considerando vazão de $3\text{m}^3/\text{s}$, oscilações de maré máxima (2,89m) e mínima (0,55m) e as seções transversais levantadas por Silva (2004) e Villela (1988), respectivamente.

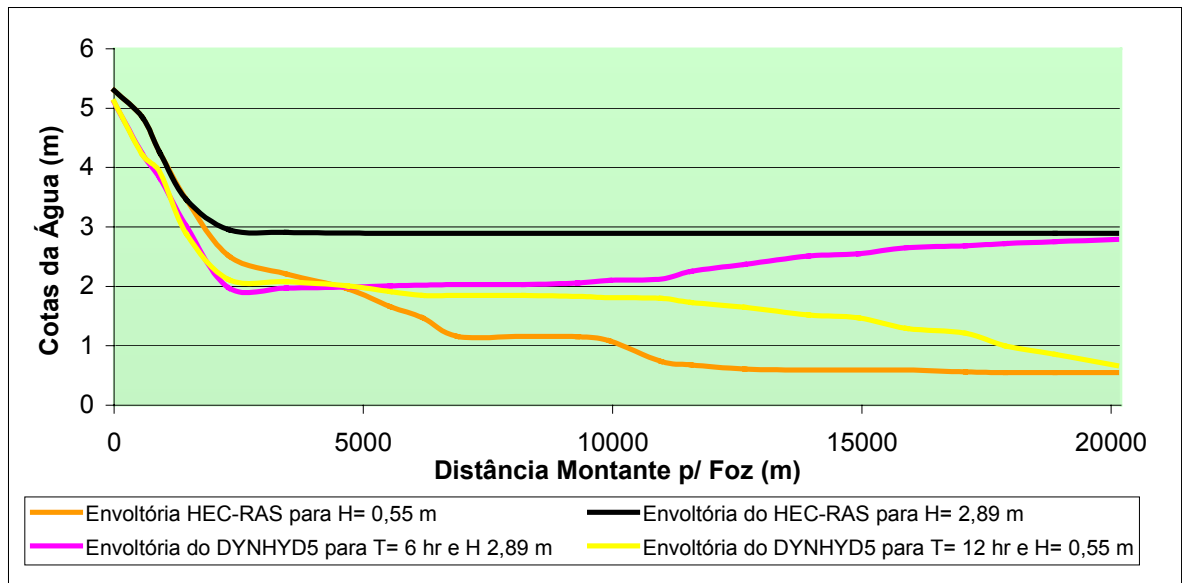


Figura 23 – Resultado do DYNHYD5 e HEC-RAS para $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ (seções Silva)

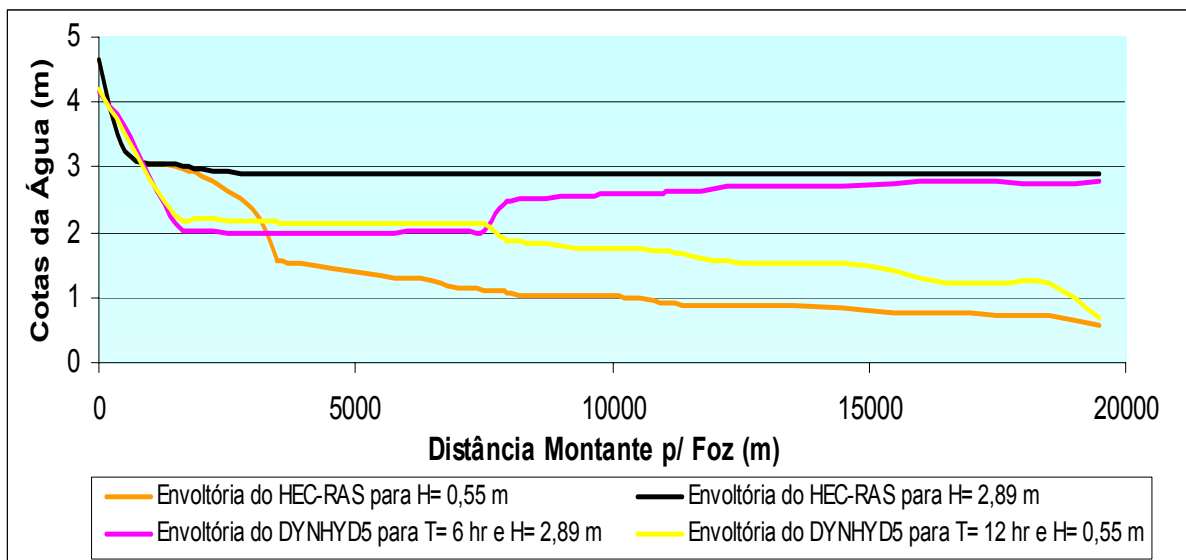


Figura 24 – Resultado do DYNHYD5 e HEC-RAS para $Q= 3\text{m}^3/\text{s}$ (seções Villela)

Os gráficos das figuras 25 e 26, apresentam os perfis da linha d'água para uma vazão de $10\text{m}^3/\text{s}$, permanecendo as demais condições de contorno inalteradas.

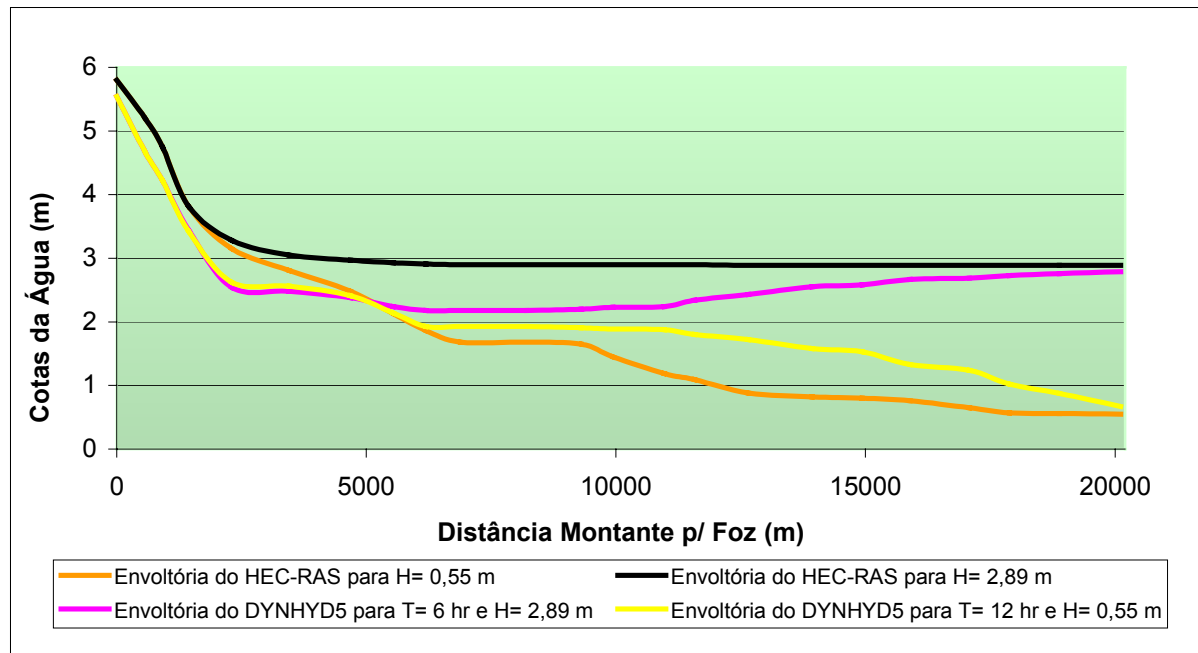


Figura 25 – Resultado do DYNHYD5 e HEC-RAS para $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ (seções Silva)

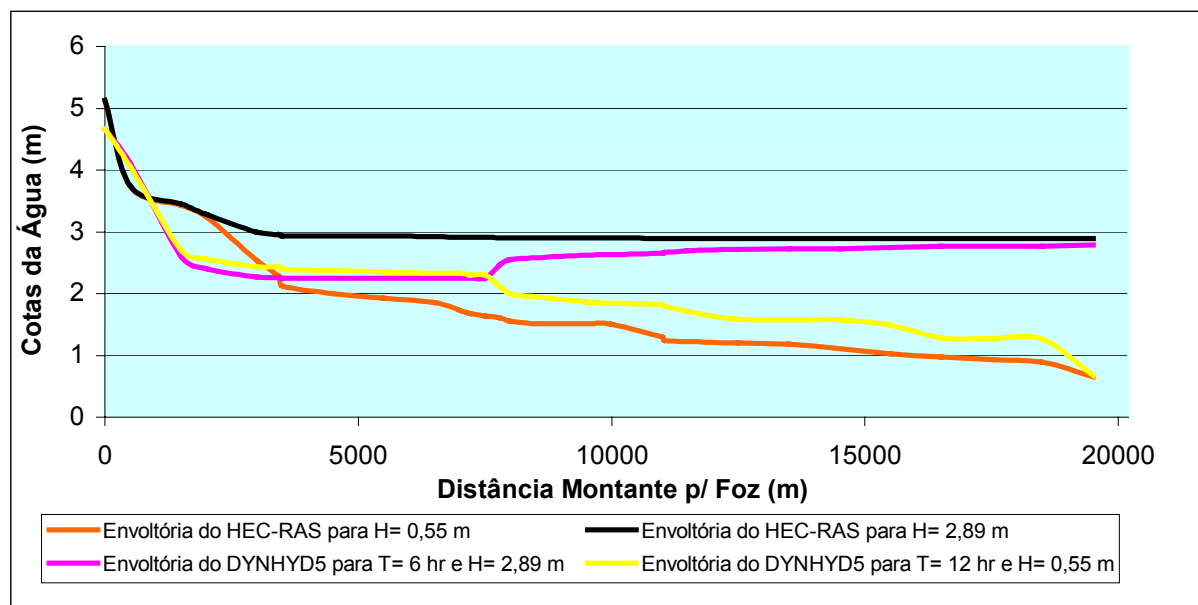


Figura 26 - Resultado do DYNHYD5 e HEC-RAS para $Q= 10\text{m}^3/\text{s}$ (seções Villela)

Analisando os gráficos que apresentam os resultados do DYNHYD5 e HEC-RAS, observa-se que os modelos são convergentes para níveis máximos e mínimos.

O modelo DYNHYD5 como considera a intrusão de maré, apresenta maior precisão dos níveis d'água em cada seção ao longo do perfil longitudinal do rio,

enquanto que no modelo HEC-RAS, como o fluxo é unidirecional, há a necessidade de inclusão de cargas hidráulicas na foz do rio para representar a oscilação de maré. Mesmo assim, o resultado da simulação com o Hec-Ras mostrou uma boa aproximação em termos das envoltórias de máxima e mínima cotas de nível d'água, validando, portanto, a aplicação do modelo em rio estuarino.

6 CONCLUSÕES e RECOMENDAÇÕES

As análises dos resultados obtidos com as simulações dos modelos DYNHYD5 e HEC-RAS sugerem as seguintes conclusões e recomendações.

6.1 Conclusões

O modelo DYNHYD5, apesar de apresentar uma maior precisão na determinação dos níveis d'água em relação ao Hec-Ras, sofre com o problema de instabilidade numérica para variações bruscas de geometria, com relação ao espaçamento inter-seções e largura equivalente, adotada para representar cada geometria das seções empregadas no modelo.

O modelo Hec-Ras também apresentou problema de instabilidade numérica em trechos do rio, nos quais o espaço inter-seções é menor que a largura das seções.

Observou-se que na modelagem com o HEC-RAS, os perfis da linha d'água obtidos com as seções Villela (1988), seguem o mesmo padrão dos perfis obtidos com as seções Silva (2004), não sofrendo, portanto, influência devido aos períodos distintos (dezesseis anos) dos levantamentos topográficos. Com o modelo DYNHYD5 que apresenta uma maior precisão na definição dos níveis d'água, os perfis da linha d'água obtidos com as seções Villela (1988) apresentaram uma mudança brusca em seu comportamento, ao longo do perfil longitudinal do rio, diferenciando-se do perfil com as seções Silva (2004) que se mostrou bem mais estável. Acredita-se que essa mudança de comportamento na simulação com o modelo DYNHYD5 seja causada pela precisão do levantamento topográfico e pela

falta de agrupamento dos retângulos equivalentes representativos das seções levantadas por Villela (1988) para minimizar os efeitos de constricção e expansão dessas seções.

A aplicação do HEC-RAS a rios estuarinos é fácil de ser implantada, porém sua resposta é menos precisa do que a do modelo DYNHYD5. Por outro lado, o DYNHYD5 exige uma série de ajustes para definir a geometria básica da modelagem, baseada no princípio dos retângulos equivalentes, requerendo perícia e habilidade do modelador para que se obtenham resultados compatíveis com a realidade de campo. Ressalta-se, ainda, a necessidade de uma pesquisa de campo em seções convenientemente espaçadas para medição de vazão e nível d'água, durante, pelo menos, um ciclo completo de maré, destinados a calibrar o modelo, tal como foi realizado por Nóbrega (1998). Sem essa calibração, o modelo pode apresentar resultados completamente distorcidos.

Outra observação importante é que, como o HEC-RAS não gera resultados de precisão, mas apenas estabelece as envoltórias de máximas e mínimas cotas para estuários, a sua aplicação a rios estuarinos poderia ser feita com base no emprego de parâmetros médios e homogêneos do coeficiente de Manning, porquanto, este é o seu principal elemento de calibração do sistema.

O estudo revelou, ainda, que a escolha na aplicação dos dois modelos vai depender dos objetivos específicos para o qual o estudo de modelagem será realizado. Se for exigida uma maior precisão nos resultados dos níveis d'água em cada seção, levando em conta as oscilações de maré, o DYNHYD5 apresenta uma melhor resposta, mas se o interesse for, por exemplo, a determinação de áreas inundáveis, mesmo que não se considerem os fluxos negativos, o HEC-RAS se apresenta como o modelo mais fácil e de rápido emprego, se comparado ao

DYNHYD5, bastando, para tanto, que se estabeleçam condições de contorno apropriadas na foz do rio, ou seja, determinando-se a carga hidráulica relativa à amplitude de oscilação de maré no oceano, obtendo-se conseqüentemente uma boa aproximação das envoltórias de máximas e mínimas cotas de nível d'água no rio.

6.2 Recomendações

Com base nas análises e conclusões aqui apresentadas, podem ser estabelecidas as seguintes recomendações:

1. a modelagem hidráulica de rios estuarinos só deve ser feita com o emprego do HEC-RAS se o objetivo for determinar as envoltórias de alcance das cotas do nível d'água no estuário, como, por exemplo, os níveis máximos de inundação para uma determinada vazão;
2. se o objetivo do estudo exigir a correta determinação espaço-temporal da variação do prisma de maré no estuário, então o emprego do DYNHYD5 se torna preferível em relação ao HEC-RAS, uma vez que este último não é capaz de simular tal evento;
3. a realização de campanha de medição de nível e vazão em seções convenientemente espaçadas durante, pelo menos, um ciclo de maré é obrigatória para se calibrar o modelo DYNHYD5;
4. apesar de ser computacionalmente de fácil aplicação, o modelo DYNHYD5 exige uma experiência e habilidade maior do que o HEC-RAS para ser corretamente empregado;
5. outros modelos hidrodinâmicos deveriam ser testados na simulação de rios estuarinos e comparar os resultados com os dois selecionados para este

trabalho. Como a maioria desses modelos não é de domínio público, requerendo aquisição de licença de uso, sendo estas normalmente bastante caras, não foram aqui contemplados, deixando-se esta tarefa como um futuro tema a ser aprofundado por outros pesquisadores.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABBOTT, M.B. *Computational Hydraulics*. Boston: Pitman, 1979. 326p.
- AMBROSE JR., R.B., WOOL, T.A., MARTIN, J.L. The dynamic estuary model hydrodynamics program, DYNHYD 5 model documentation and user manual. *Environmental research Laboratory – EPA*, Athens: Georgia, 1993.
- ARIZONA Remote Sensing Center. *Office of Arid Lands Studies*. The University of Arizona, 1955 East Sixth Street, Tucson, Arizona 85750, U.S.A 2001.
- CHAUDHRY, M. HANIF. *Applied Hydraulic Transients*, 1986.
- CHATHAM, C.E. Prevention of Shoaling at Port Orford, Oregon. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York: v.107, n. HY11, p. 1303-1316, Nov, 1981.
- CHAVEZ, Carlos Luís Navas; CASTRO, Marco Aurélio Holanda; PITOMBEIRA, Ernesto da Silva. Simulação Computacional de vazões transientes em rios e canais. *VI Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste*. Maceió: 2002.
- CHOW, V.T. *Open-channel hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 1959. 661p.
- COGERH. *Imagem de satélite da bacia hidrográfica do Rio Cocó*, 2003.
- INSTITUTE for Regional Analysis and Public Policy. *Construction along the Tana River*. Kenya: Morehead State - University, Morehead, Kentucky 40351, U.S.A.
- COOLEY, R.L., MOIN, S.A. Finite Element Solutions of Saint-Venant Equations. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York: v.102, n. HY6, p. 759-775, Jun, 1976.
- CPRM. *Plano Diretor de Mineração para a região metropolitana de Fortaleza*. Divisão de minas e controle ambiental na mineração. Mapa e coluna geológica. Brasília: 1998.
- CUNGE, J. A.; Holly, F; Verwey, A. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pittman: 420 pp. 1980.
- FEIGNER e HARRIS. *Documentation Report – FWQA Dynamic Estuary Model*. U.S. Department of the Interior, Federal Water Quality Administration, 1970.
- FRENCH, Richard F. *Open-Channel Hydraulics*. New York: The McGraw Hill Company, 1985, 705p.
- GALLAND, J.C., GOUTAL, N., HERVOUET, J.M. TELEMAC – a new Numerical-Model for solving Shallow-Water Equations. *Advances in Water Resources* 14(3), 138-148, 1991.

- GARCIA-NAVARRO, P., PRIESTLEY, A., ALCRUDO, F. An implicit method for water flow modeling in channels and pipes. *Journal of the Hydraulic Research*, v.32, n. 5, p. 721-742, 1994.
- GARCIA-NAVARRO, P., SAVIRÓN, J.M., ALCRUDO, F. 1-D open-channel flow simulation using TVD-McCormack scheme. *Journal of Hydraulic Engineering*. New York: v.118, n. 10, p. 1359-1372, Oct, 1992.
- HENDERSON, F.M. *Open Channel Flow*. New York: The Macmillan Company, 1966, 552p.
- HINWOOD, J.B., WALLIS, I.G. Classification of models of tidal waters. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, v.101, n. HY10, p. 1315-1331, Oct, 1975.
- HINWOOD, J.B., WALLIS, I.G. Review of models of tidal waters. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, v.101, n. HY11, p. 1405-1421, Nov, 1975.
- HORRITT, m, BATES, P.D. *Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation*. *School of Geography*. University of Leeds, Woodhouse Lane, Leeds LS2 9JT, UK. *School of Geographical Sciences*, University of Bristol, University Road, Bristol BS8 1SS, UK, 2002.
- MAINGI, John K.; STUART, E. Marsh. *Quantifying hydrologic impacts following dam construction along the Tana River, Kenya*. *Institute for Regional Analysis and Public Policy*, Morehead State University, Morehead, Kentucky 40351, U.S.A, 2001.
- MAVIGNIER, André L. *Estudo físico, químico e bacteriológico do Rio Cocó*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Fortaleza: UFC, 1992.
- NÓBREGA, Márcio Tavares. *Simulação do Comportamento dos Transientes Hidráulico na calha do rio Cocó*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza: UFC, 1998.
- PARTHLOT, F. Development of the River Seine Estuary: case study. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York: v.107, n. HY11, p.1283-1301, Nov, 1981.
- PONCE, V.M., GARCIA, J.L., SIMONS, D.B. Modeling alluvial channel bed transients. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York: v.105, n. HY3, p.245-256, Nov, 1979.
- RIGHETTO, Antonio Marozzi. *Hidrologia e Recursos Hídricos*. São Carlos: EESC/USP, 1998. 840 p. ii.
- SANMARAN. Projeto. *Plano de Gestão da Bacia do Rio Maranguapinho*. Executora: Universidade de Fortaleza – UNIFOR e co-executora: Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos – COGERH, Fortaleza: 2004.
- SILVA, Osny Enéas. *Projeto Executivo de Dragagem do Rio Cocó*. Contratado pela Secretaria do Meio Ambiente – SEMAM da Prefeitura Municipal de Fortaleza Ceará, 2004.

TUCCI, Carlos E.M. *Modelos Hidrológicos*. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1998.

TUCCI, Carlos E.M. *Hidrologia: ciência e aplicação*. 2. ed., Porto Alegre: da Universidade: ABRH, 1997.

TULLIUS, J.P. Modeling cavitation for closed conduit flow. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York: v.107, n. HY11, p.1335-1349, Nov, 1981.

UMGIESSER.G, ZAMPATO L. Hydrodynamic and Salinity Modeling of the Venice Channel Network with Coupled 1D – 2D Mathematical Models. ISDGM-CNR, S. POLO 1364, 30125 Venice, Italy, 2001.

URA, M., Akiyama, J., Jha, A.K. A fully conservative Beam and Warming scheme for transient open channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, 1996.

URA, M., Akiyama, J., Jha, A.K. Modeling unsteady open-channel flows – modification to Beam and Warming scheme. *Journal of Hydraulic Engineering*. New York: v.120, n. 4, p. 461-476, Apr, 1994.

U.S Army Corps of Engineers. *Institute For Water Resources, Hydrologic EGINEERING Center*. User's Manual version 3.1 – 2002.

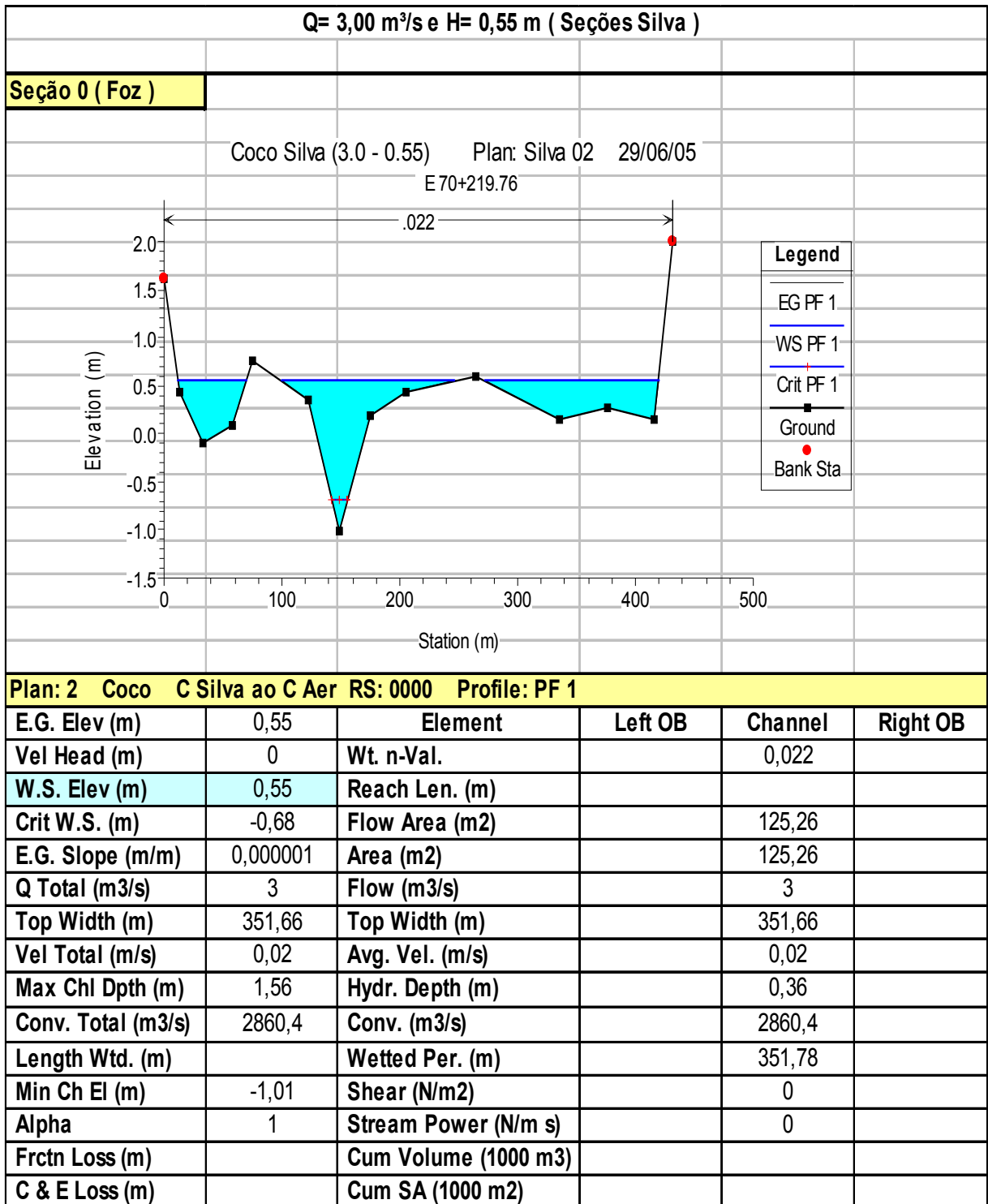
VILLELA, Swami. *Estudo do transiente hidráulico do estuário do Rio Cocó*. AGUASOLOS – Consultora de engenharia LTDA, Fortaleza, Ceará, 1988, 22p.

ZAMPATO, G. Umgieser, L., *Hydrodynamic and Salinity Modeling of the Venice Channel Network with Coupled 1D e 2D Mathematical Models*. ISDGM – CNR. S. Polo 1364, 30125 Venice, Italy – 2001.

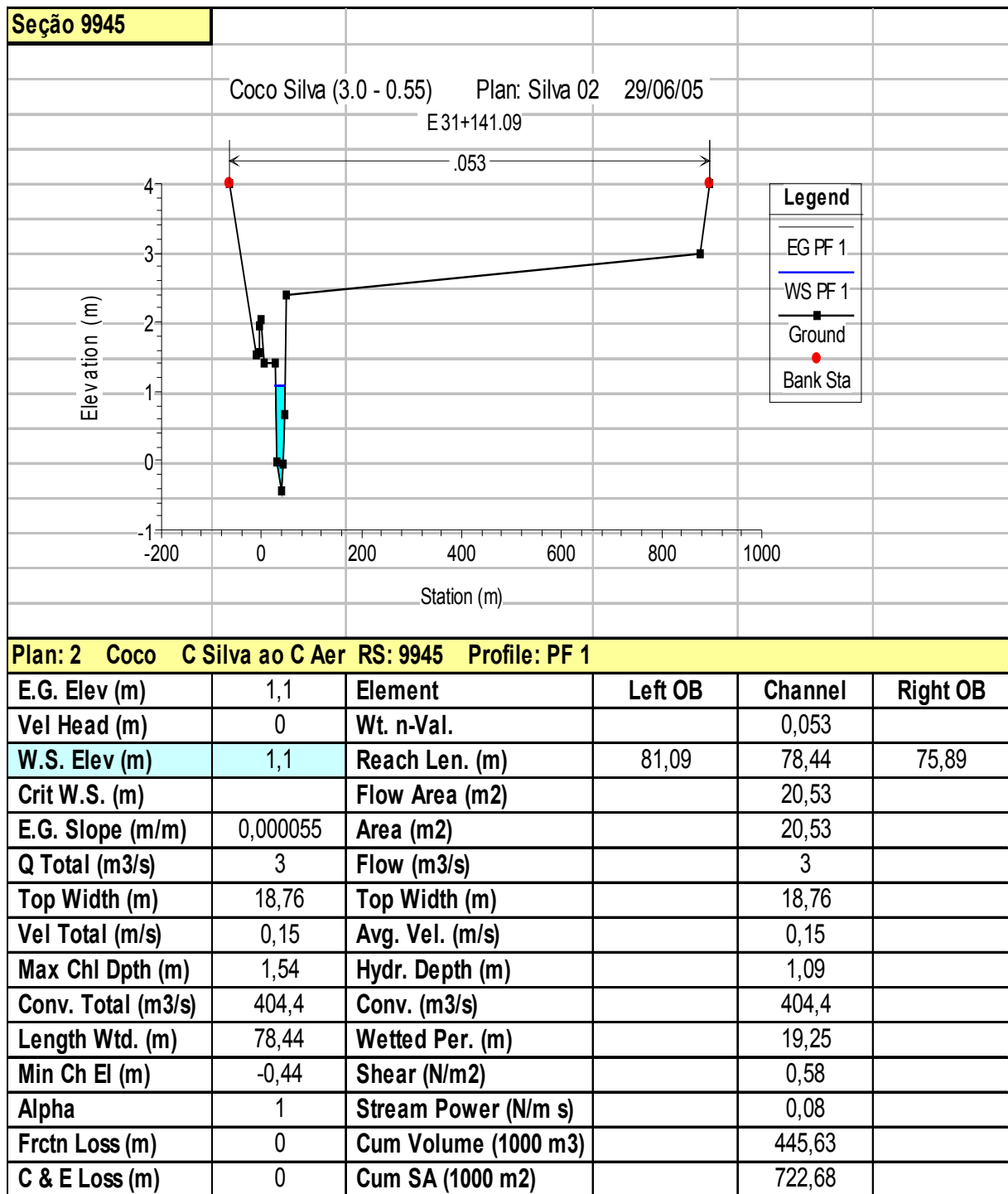
ZWAMBORN, J.A. Umfolozi Road Bridge hydraulic model investigation. *Journal of the Hydraulics Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York: v.107, n. HY11, p.1317-1333, Nov, 1981.

ANEXOS

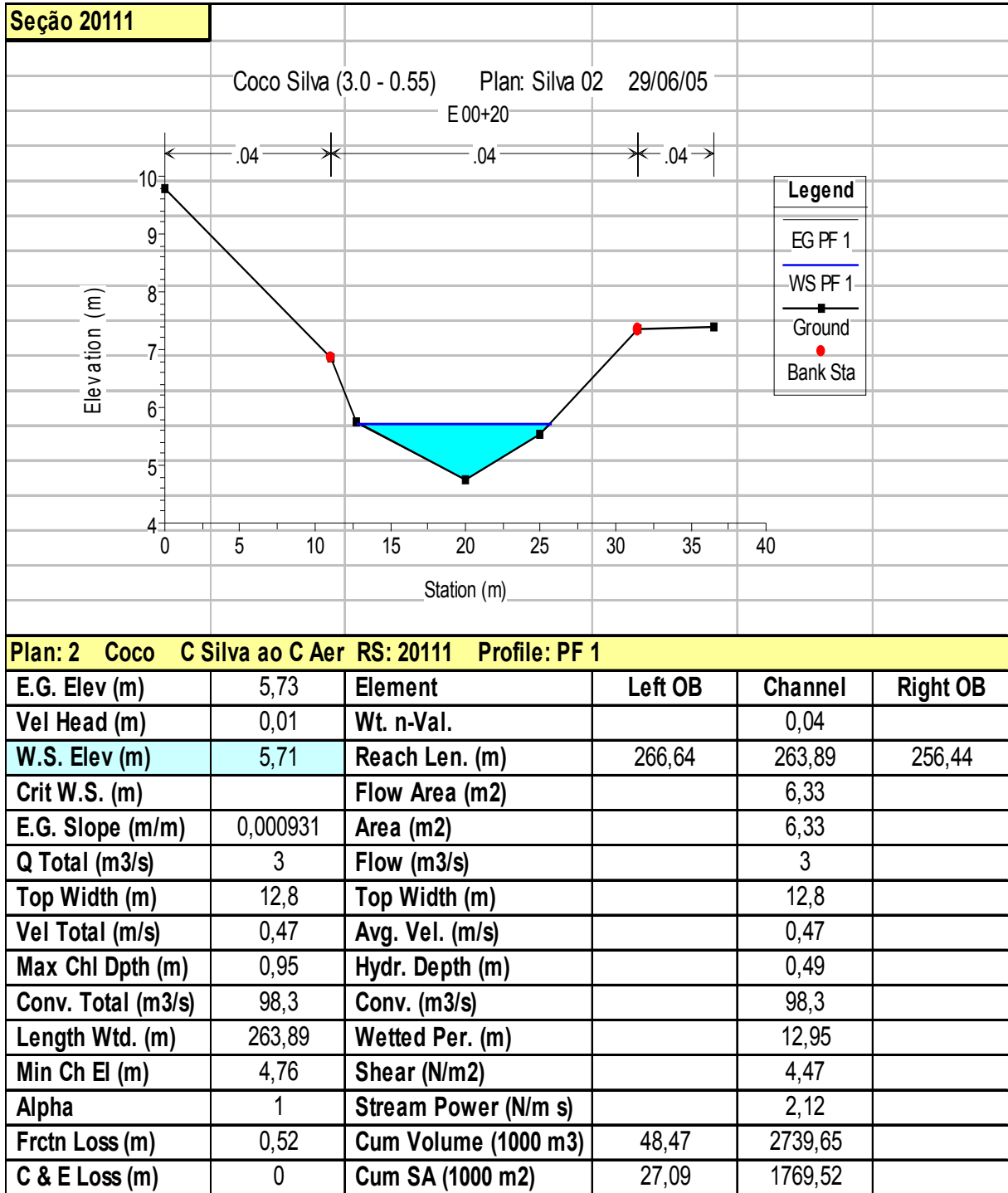
ANEXO I
RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA



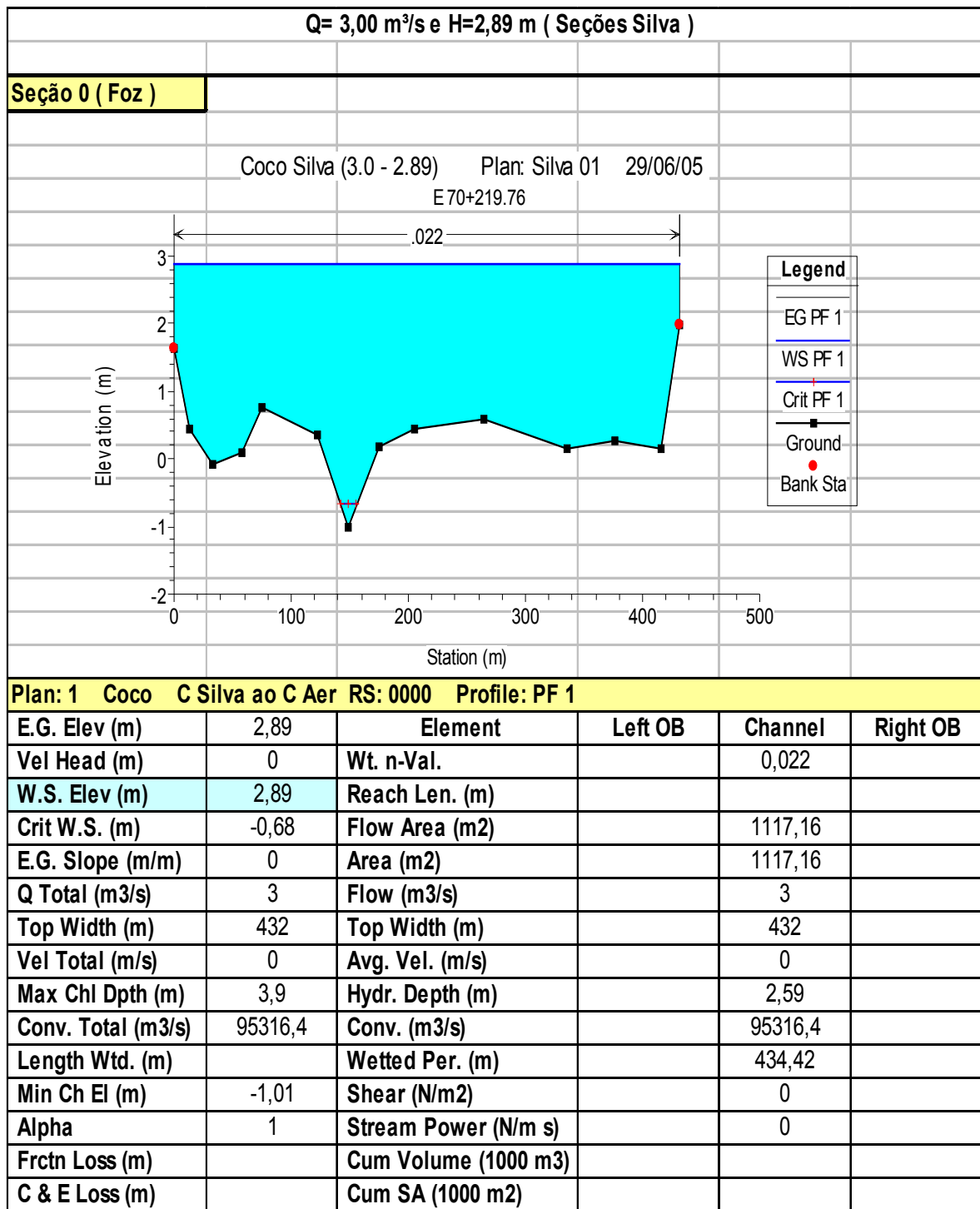
RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA
Q= 3m³/s e H= 0,55m



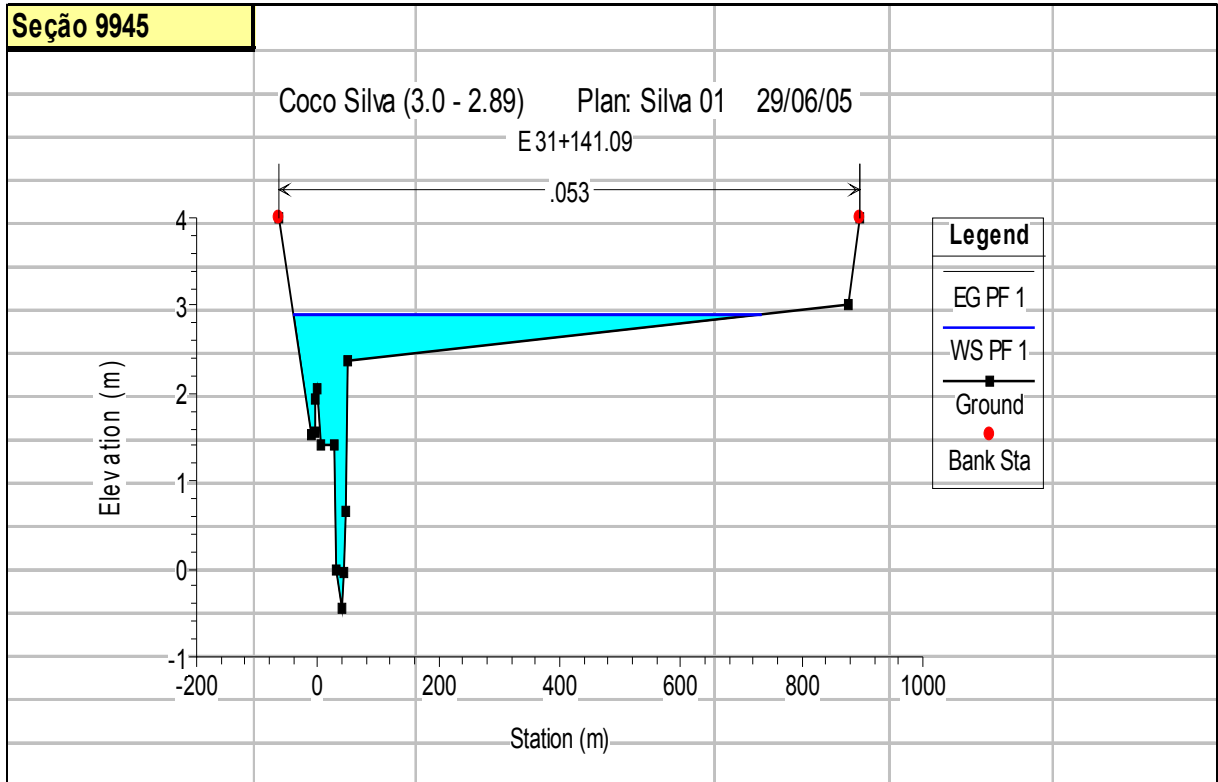
RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA
Q= 3m³/s e H= 0,55m



RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA

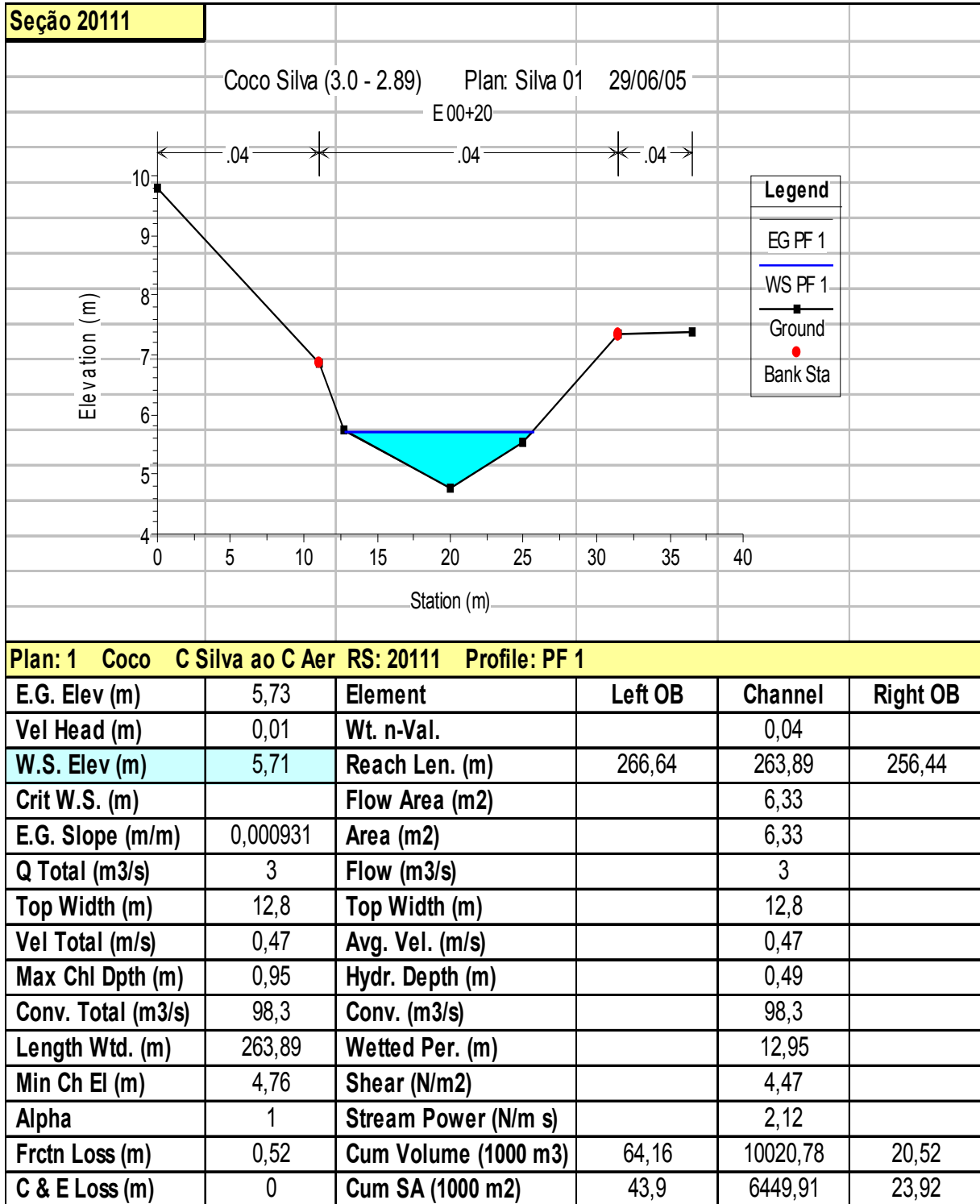


RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA
Q= 3m³/s e H= 2,89m

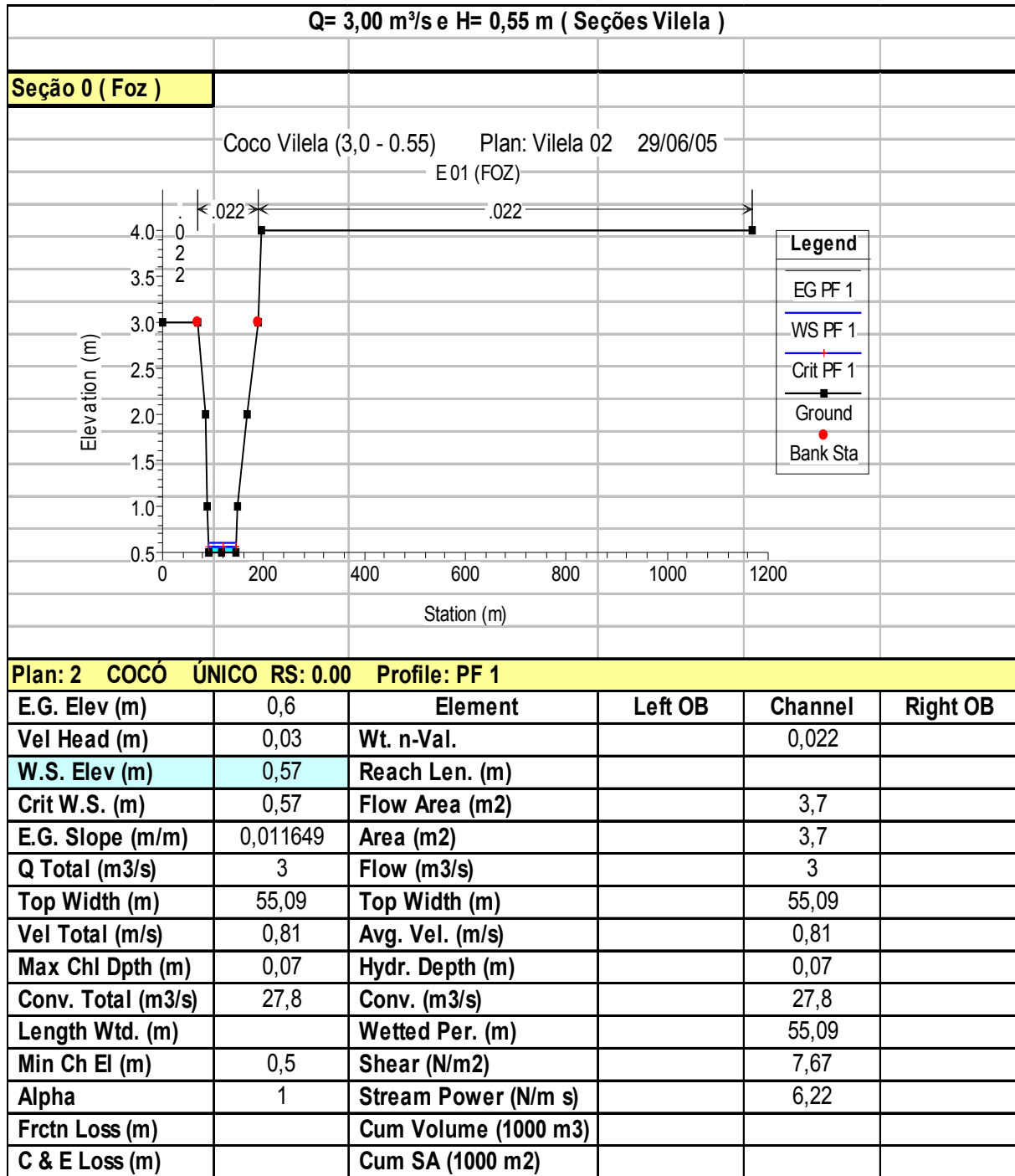


Plan: 1 Coco C Silva ao C Aer RS: 9945 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	2,89	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0	Wt. n-Val.		0,053	
W.S. Elev (m)	2,89	Reach Len. (m)	81,09	78,44	75,89
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		304,46	
E.G. Slope (m/m)	0,000001	Area (m2)		304,46	
Q Total (m3/s)	3	Flow (m3/s)		3	
Top Width (m)	770,81	Top Width (m)		770,81	
Vel Total (m/s)	0,01	Avg. Vel. (m/s)		0,01	
Max Chl Dpth (m)	3,33	Hydr. Depth (m)		0,39	
Conv. Total (m3/s)	3090,2	Conv. (m3/s)		3090,2	
Length Wtd. (m)	78,44	Wetted Per. (m)		771,69	
Min Ch El (m)	-0,44	Shear (N/m2)		0	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)		0	
Frctn Loss (m)	0	Cum Volume (1000 m3)	2,85	5078,89	18,74
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m2)	6,41	4215,98	19,88

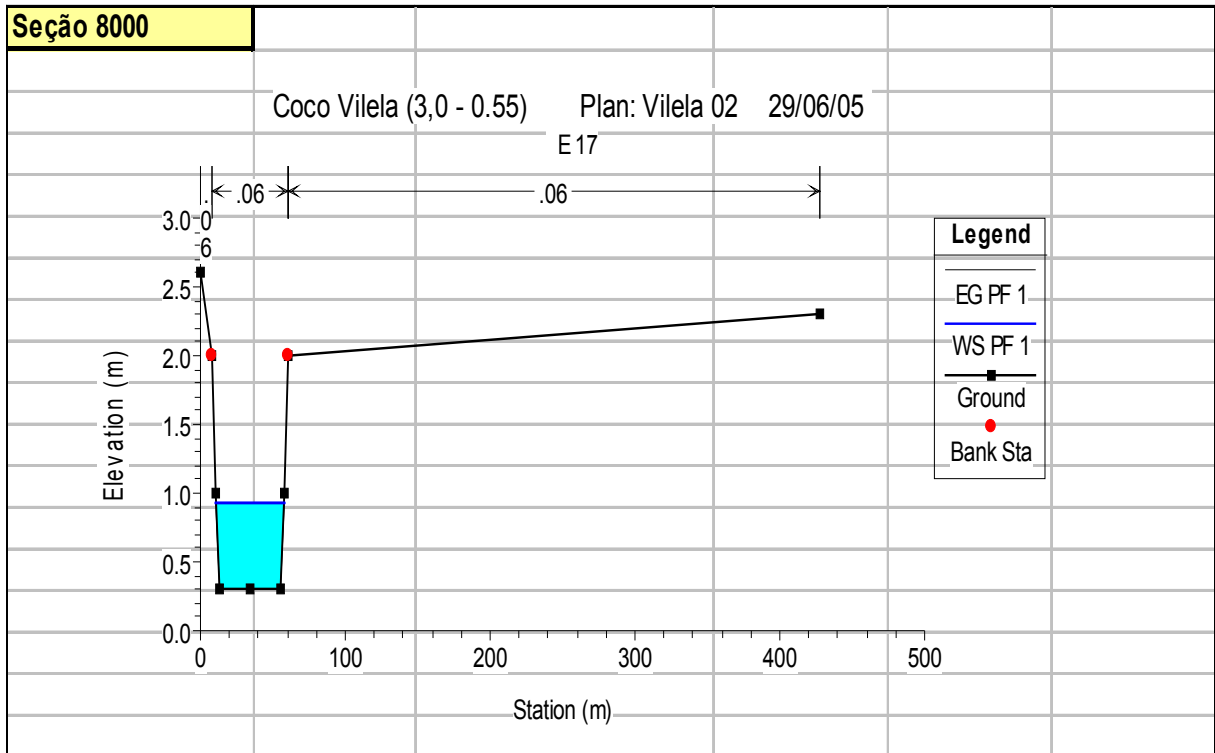
RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES SILVA
Q= 3m³/s e H= 2,89m



RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA

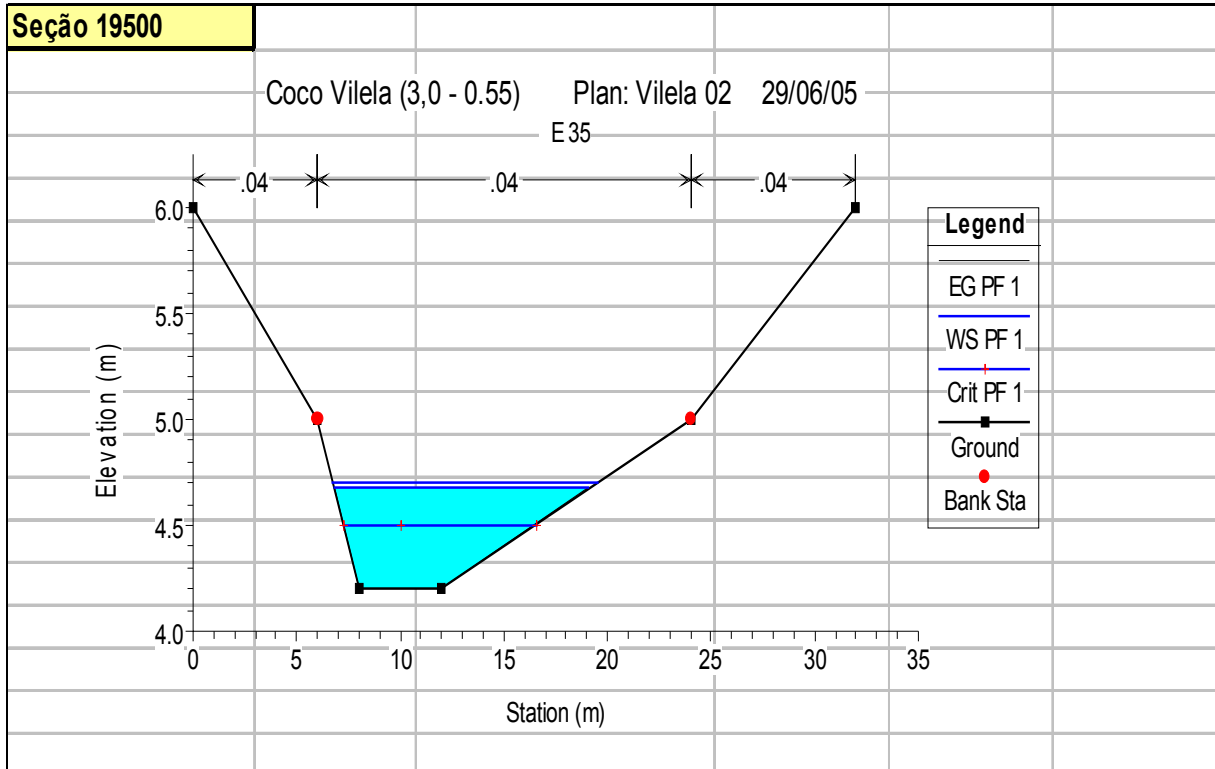


RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA
Q= 3m³/s e H= 0,55m



Plan: 2 COCÓ ÚNICO RS: 8000 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	0,93	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0	Wt. n-Val.		0,06	
W.S. Elev (m)	0,93	Reach Len. (m)	500	500	500
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		28,04	
E.G. Slope (m/m)	0,000083	Area (m2)		28,04	
Q Total (m3/s)	3	Flow (m3/s)		3	
Top Width (m)	47,38	Top Width (m)		47,38	
Vel Total (m/s)	0,11	Avg. Vel. (m/s)		0,11	
Max Chl Dpth (m)	0,63	Hydr. Depth (m)		0,59	
Conv. Total (m3/s)	328,7	Conv. (m3/s)		328,7	
Length Wtd. (m)	500	Wetted Per. (m)		47,52	
Min Ch El (m)	0,3	Shear (N/m2)		0,48	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)		0,05	
Frctn Loss (m)	0,03	Cum Volume (1000 m3)		218,5	2,18
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m2)		580,74	48,63

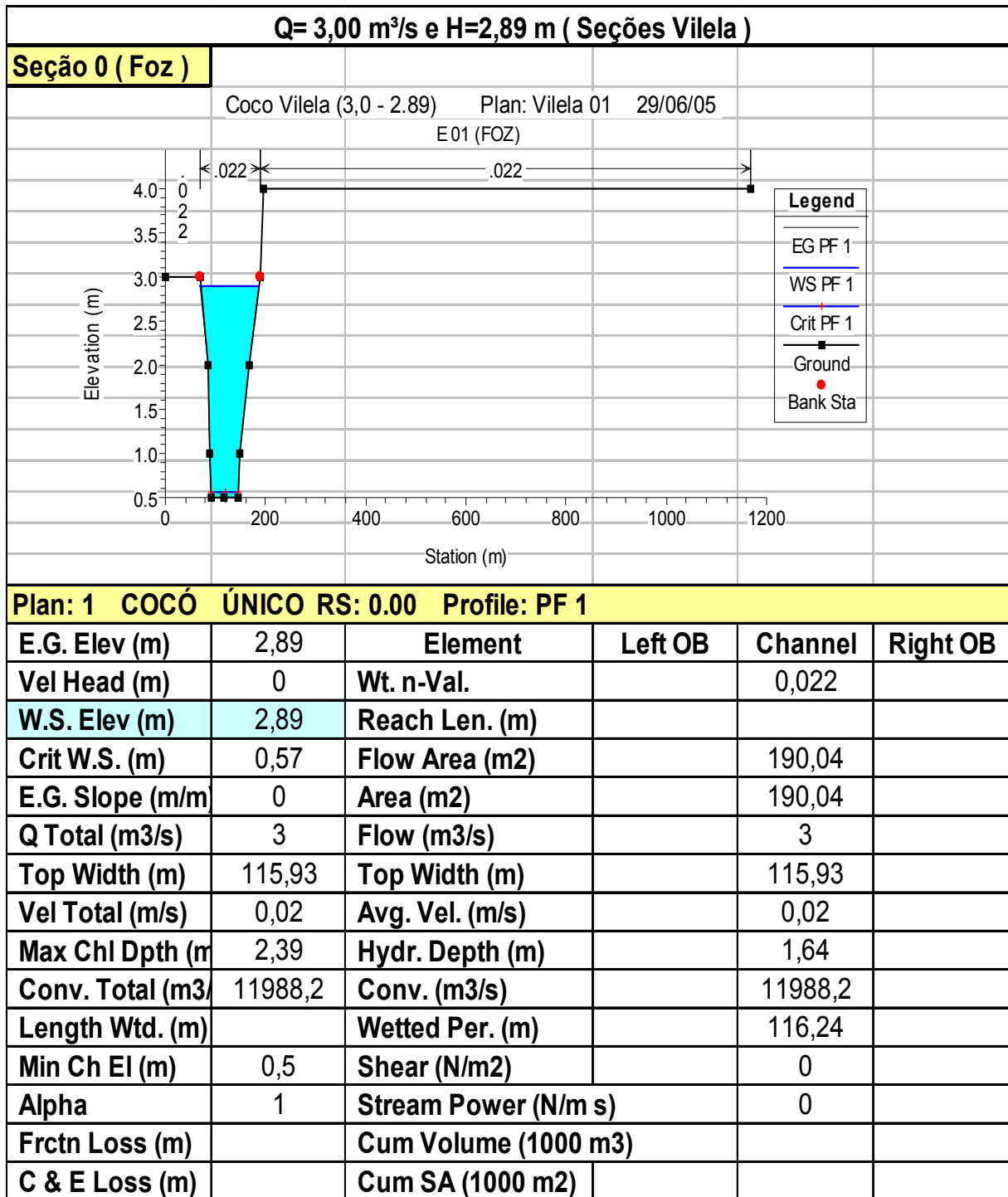
RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA
Q= 3m³/s e H= 0,55m



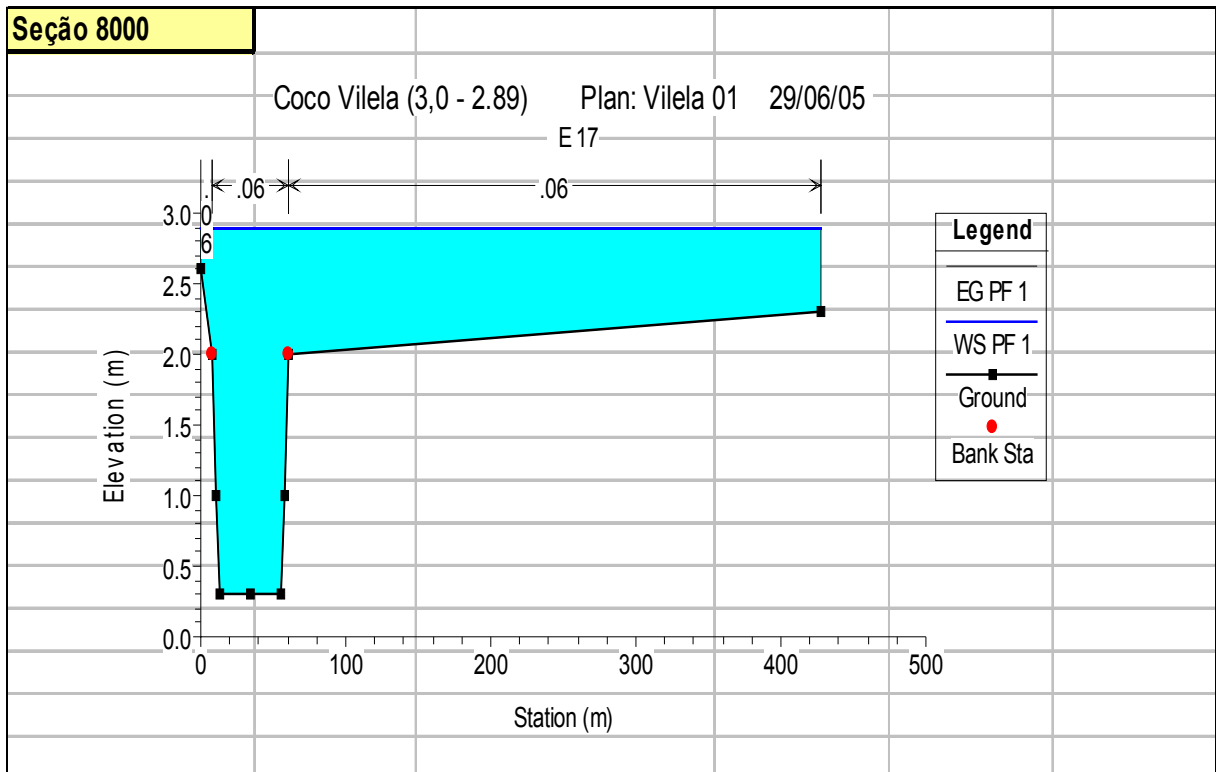
Plan: 2 COCÓ ÚNICO RS: 19500 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	4,7	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0,03	Wt. n-Val.		0,04	
W.S. Elev (m)	4,67	Reach Len. (m)	1000	1000	1000
Crit W.S. (m)	4,51	Flow Area (m ²)		3,85	
E.G. Slope (m/m)	0,004611	Area (m ²)		3,85	
Q Total (m ³ /s)	3	Flow (m ³ /s)		3	
Top Width (m)	12,28	Top Width (m)		12,28	
Vel Total (m/s)	0,78	Avg. Vel. (m/s)		0,78	
Max Chl Dpth (m)	0,47	Hydr. Depth (m)		0,31	
Conv. Total (m ³ /s)	44,2	Conv. (m ³ /s)		44,2	
Length Wtd. (m)	1000	Wetted Per. (m)		12,39	
Min Ch El (m)	4,2	Shear (N/m ²)		14,06	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)		10,95	
Frctn Loss (m)	1,44	Cum Volume (1000 m ³)	1,43	641,08	2,26
C & E Loss (m)	0,01	Cum SA (1000 m ²)	8,95	1474,06	49,42

RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA

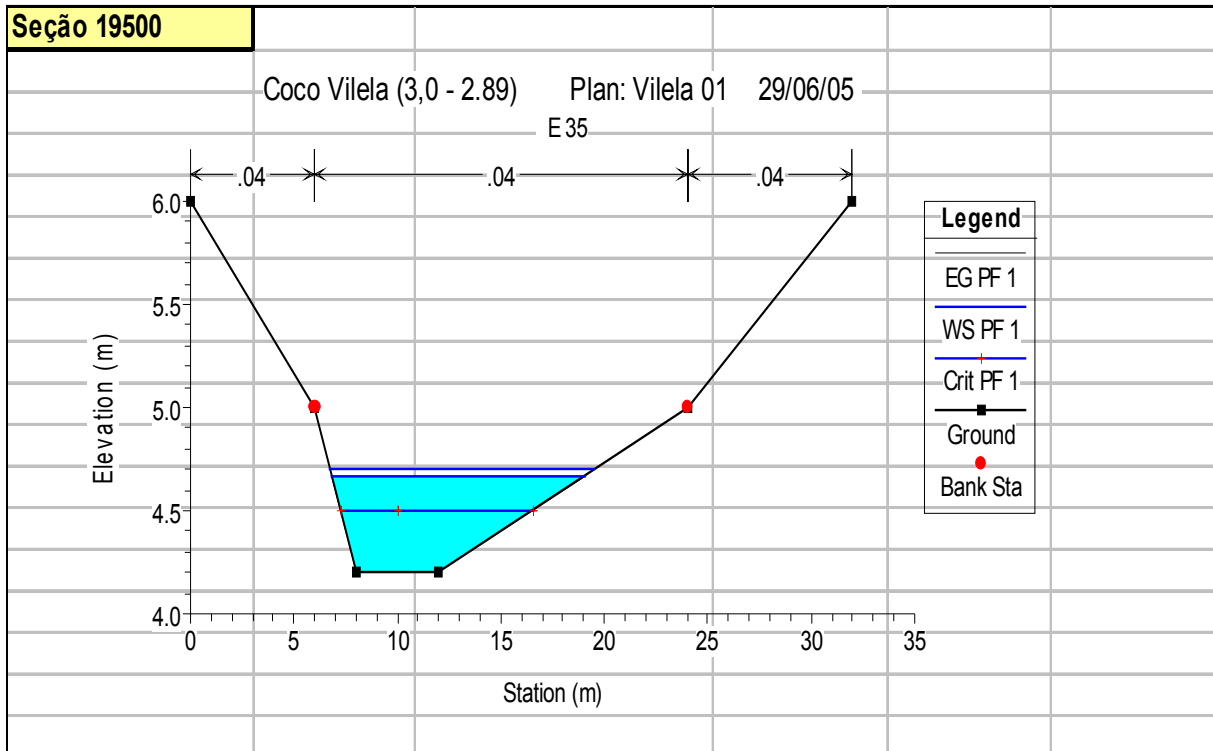


RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA
Q= 3m³/s e H= 2,89m



Plan: 1 COCÓ ÚNICO RS: 8000 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	2,89	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0	Wt. n-Val.	0,06	0,06	0,06
W.S. Elev (m)	2,89	Reach Len. (m)	500	500	500
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	4,72	127,8	272,45
E.G. Slope (m/m)	0	Area (m ²)	4,72	127,8	272,45
Q Total (m ³ /s)	3	Flow (m ³ /s)	0,02	1,52	1,46
Top Width (m)	428	Top Width (m)	8	52	368
Vel Total (m/s)	0,01	Avg. Vel. (m/s)	0	0,01	0,01
Max Chl Dpth (m)	2,59	Hydr. Depth (m)	0,59	2,46	0,74
Conv. Total (m ³ /s)	7614,4	Conv. (m ³ /s)	54	3848,2	3712,3
Length Wtd. (m)	500	Wetted Per. (m)	8,31	52,63	368,59
Min Ch El (m)	0,3	Shear (N/m ²)	0	0	0
Alpha	1,55	Stream Power (N/m s)	0	0	0
Frctn Loss (m)	0	Cum Volume (1000 m ³)	706,15	1657,32	1850,19
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m ²)	466,23	727,21	1421,2

RESULTADOS DO MODELO HEC-RAS COM AS SEÇÕES VILLELA
Q= 3m³/s e H= 2,89m



Plan: 1 COCÓ ÚNICO RS: 19500 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	4,7	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0,03	Wt. n-Val.		0,04	
W.S. Elev (m)	4,67	Reach Len. (m)	1000	1000	1000
Crit W.S. (m)	4,51	Flow Area (m ²)		3,84	
E.G. Slope (m/m)	0,004659	Area (m ²)		3,84	
Q Total (m ³ /s)	3	Flow (m ³ /s)		3	
Top Width (m)	12,26	Top Width (m)		12,26	
Vel Total (m/s)	0,78	Avg. Vel. (m/s)		0,78	
Max Chl Dpth (m)	0,47	Hydr. Depth (m)		0,31	
Conv. Total (m ³ /s)	44	Conv. (m ³ /s)		44	
Length Wtd. (m)	1000	Wetted Per. (m)		12,37	
Min Ch El (m)	4,2	Shear (N/m ²)		14,17	
Alpha	1	Stream Power (N/m s)		11,08	
Frctn Loss (m)	1,44	Cum Volume (1000 m ³)	871,76	3980,01	2093,74
C & E Loss (m)	0,01	Cum SA (1000 m ²)	675,6	1897,39	1825,17

ANEXO II

ARQUIVOS DE ENTRADA DO DYNHYD5

Arquivos de entrada do DYNHYD5 para seções Silva
Vazão de referência 3,00m³/s

Estaca	Seção	Distância	Distância Acumulada	Base	Asuperf	Cota Fundo Inicial	Cota	Manning n	Carga Hidráulica Y	Velocidade Inicial	Raio Hidráulico
00+20	20102	263,90	263,90	11,99	3163,37	4,76	5,70	0,04	0,94	0,27	0,81
00+273.23	19838	219,30	483,20	14,13	3099,37	4,57	5,20	0,04	0,63	0,34	0,58
01+198.23	19619	88,38	571,58	14,52	1282,84	4,09	5,10	0,04	1,01	0,20	0,89
01+278.41	19531	194,10	765,68	12,97	2518,06	3,36	5,00	0,04	1,64	0,14	1,31
02+178.41	19337	90,33	856,01	17,35	1566,95	4,55	5,00	0,04	0,45	0,38	0,43
02+278.41	19246	63,59	919,60	12,99	826,29	4,14	4,50	0,04	0,36	0,64	0,34
03+44.33	19183	251,30	1170,90	16,93	4253,76	3,01	4,30	0,04	1,29	0,14	1,12
03+279.98	18931	277,20	1448,10	15,41	4271,10	3,35	4,20	0,04	0,85	0,23	0,77
04+279.98	18654	279,80	1727,90	13,77	3853,41	3,30	3,90	0,04	0,60	0,36	0,55
05+279.98	18374	576,60	2304,50	10,51	6057,18	2,54	3,00	0,04	0,46	0,62	0,42
08+129.52	17798	319,50	2624,00	52,45	16757,46	0,34	2,60	0,04	2,26	0,03	2,08
09+167.45	17487	311,40	2935,40	16,53	5147,44	1,87	2,50	0,04	0,63	0,29	0,59
10+192.25	17176	291,50	3226,90	19,65	5729,14	0,44	2,50	0,04	2,06	0,07	1,70
11+192.95	16884	224,30	3451,20	17,46	3916,50	1,83	2,50	0,04	0,67	0,26	0,62
12+192.95	16660	264,20	3715,40	12,37	3266,83	1,34	2,30	0,04	0,96	0,25	0,83
13+192.3	16396	280,60	3996,00	10,54	2957,80	0,79	2,20	0,04	1,41	0,20	1,11
14+193	16115	339,70	4335,70	16,11	5471,55	0,40	2,20	0,04	1,80	0,10	1,47
15+211.17	15775	346,30	4682,00	24,01	8313,62	1,06	2,20	0,04	1,14	0,11	1,04
16+224.81	15429	268,20	4950,20	7,75	2079,35	0,32	2,10	0,04	1,78	0,22	1,22
17+243.11	15161	262,20	5212,40	5,50	1442,62	0,92	2,00	0,05	1,08	0,50	0,78
18+209.31	14898	329,10	5541,50	12,42	4087,42	0,56	1,70	0,05	1,14	0,21	0,96
19+210.39	14569	437,00	5978,50	19,94	8714,22	0,16	1,70	0,05	1,54	0,10	1,33
20+100.54	14132	215,90	6194,40	9,76	2107,18	0,15	1,60	0,05	1,45	0,21	1,12
21+26.54	13917	60,35	6254,75	30,15	1819,73	0,92	1,60	0,05	0,68	0,15	0,65
21+81.54	13856	146,20	6400,95	20,19	2952,07	0,92	1,60	0,05	0,68	0,22	0,64
21+210.74	13710	488,10	6889,05	59,91	29240,61	1,03	1,20	0,05	0,17	0,29	0,17
22+290.81	13222	268,20	7157,25	273,10	73245,15	-2,25	1,20	0,05	3,45	0,00	3,36
23+207.1	12954	280,20	7437,45	306,10	85770,34	-3,71	1,20	0,05	4,91	0,00	4,76
24+207.2	12674	387,00	7824,45	320,34	123973,13	-3,65	1,20	0,05	4,85	0,00	4,71
25+207.1	12286	390,30	8214,75	289,36	112936,82	-4,36	1,20	0,05	5,56	0,00	5,35
26+203.56	11896	625,30	8840,05	67,93	42477,88	-2,00	1,20	0,05	3,20	0,01	2,92
28+22.29	11271	459,10	9299,15	96,19	44160,37	0,39	1,20	0,05	0,81	0,04	0,80
28+201.69	10812	103,50	9402,65	32,59	3373,07	-0,07	1,20	0,05	1,27	0,07	1,18
29+200.59	10708	542,10	9944,75	93,81	50853,32	0,26	1,10	0,05	0,84	0,04	0,83
31+141.09	10166	78,44	10023,19	214,29	16808,67	-0,01	1,10	0,05	1,11	0,01	1,10
31+229.19	10088	296,20	10319,39	28,04	8305,45	-0,84	1,10	0,05	1,94	0,06	1,70
32+249.09	9792	213,60	10532,99	128,94	27540,94	0,03	1,10	0,05	1,07	0,02	1,05
33+197.09	9578	435,90	10968,89	281,35	122639,59	0,15	1,00	0,05	0,85	0,01	0,84
36+85.79	9142	189,00	11157,89	49,22	9302,58	0,25	0,80	0,06	0,55	0,11	0,54
36+256.79	8953	330,10	11487,99	46,05	15202,10	0,08	0,70	0,06	0,62	0,11	0,60
38+03.79	8623	88,04	11576,03	40,69	3582,35	-1,05	0,70	0,06	1,75	0,04	1,61
38+195.79	8535	127,30	11703,33	106,78	13592,84	-0,54	0,70	0,06	1,24	0,02	1,21
39+03.62	8408	342,40	12045,73	40,10	13728,53	-0,72	0,70	0,06	1,42	0,05	1,33
40+112.3	8065	606,30	12652,03	26,24	15907,49	0,00	0,60	0,03	0,60	0,19	0,57
42+130.43	7459	425,50	13077,53	42,18	17947,59	-0,72	0,60	0,03	1,32	0,05	1,24
43+244.74	7033	379,90	13457,43	50,63	19233,20	-0,48	0,60	0,03	1,08	0,05	1,04
45+32.66	6654	471,20	13928,63	59,67	28117,45	-0,25	0,60	0,02	0,85	0,06	0,83
46+204.26	6182	518,80	14447,43	118,04	61241,23	-0,52	0,60	0,02	1,12	0,02	1,10
48+117.31	5663	485,60	14933,03	49,10	23844,90	-0,93	0,60	0,02	1,53	0,04	1,44
49+296.71	5178	504,30	15437,33	28,86	14554,60	-0,99	0,60	0,02	1,59	0,07	1,43
51+191.39	4674	458,70	15896,03	80,00	36695,54	-0,26	0,60	0,02	0,86	0,04	0,84
52+268.46	4215	637,40	16533,43	119,00	75849,33	-0,42	0,60	0,02	1,02	0,02	1,00
54+298.82	3578	547,70	17081,13	155,57	85207,33	-0,36	0,60	0,02	0,96	0,02	0,95
56+254.08	3030	394,00	17475,13	50,78	20008,11	-0,30	0,60	0,02	0,90	0,07	0,87
58+57.71	2636	405,20	17880,33	131,18	53154,95	-0,20	0,60	0,02	0,80	0,03	0,79
59+161.79	2231	407,40	18287,73	86,65	35302,84	-0,34	0,60	0,02	0,94	0,04	0,92
60+257.91	1823	591,40	18879,13	132,70	78479,96	-0,61	0,60	0,02	1,21	0,02	1,19
65+68.89	1232	752,20	19631,33	95,30	71686,92	-1,13	0,60	0,02	1,73	0,02	1,67
69+48.53	480	479,60	20110,93	107,59	51599,68	-0,85	0,60	0,02	1,45	0,02	1,41
70+219.76					0,00						

**Arquivos de entrada do DYNHYD5 para seções Villela.
Vazão de referência 3,00m³/s**

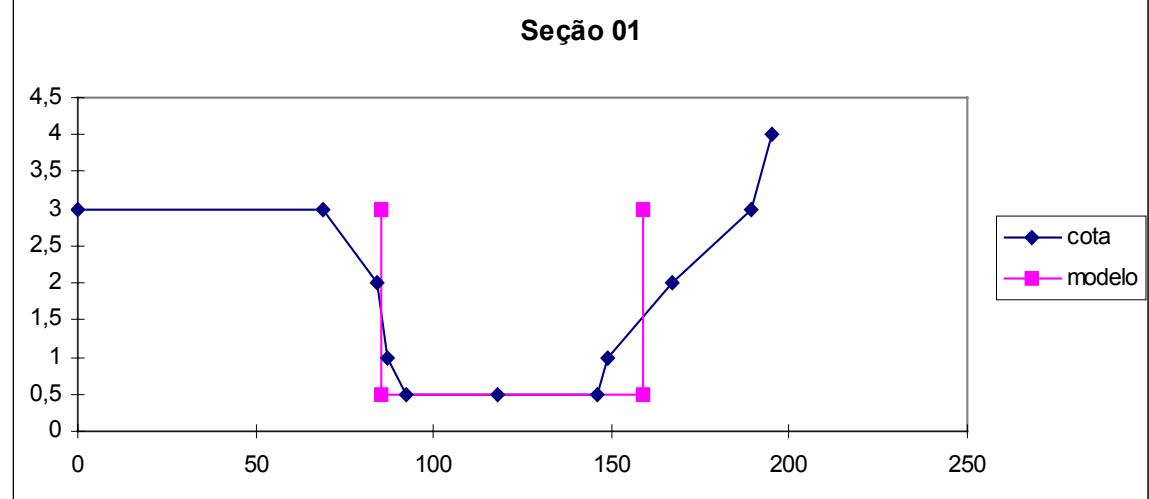
Estaca	Seção	Distância	Base	Asuperf	Cota Fundo	Cota Inicial	Manning n	Carga Hidráulica Y	Velocidade Inicial	Raio Hidráulico
E 1	19500	1000	16,93	16930,00	4,20	5,00	0,040	0,80	0,22	0,73
E 2	18500	1000	12,70	12700,00	2,60	3,50	0,040	0,90	0,26	0,79
E 3	17500	1000	31,66	31660,00	2,30	2,50	0,040	0,20	0,47	0,20
E 4	16500	1000	16,00	16000,00	0,90	2,40	0,040	1,50	0,13	1,26
E 5	15500	1000	64,81	64810,00	0,70	2,40	0,045	1,70	0,03	1,62
E 6	14500	1000	21,21	21210,00	0,50	1,90	0,040	1,40	0,10	1,24
E 7	13500	1000	37,78	37780,00	0,30	1,80	0,045	1,50	0,05	1,39
E 8	12500	1000	44,24	44240,00	0,30	1,80	0,045	1,50	0,05	1,40
E 9	11500	460	39,71	18266,60	0,30	1,80	0,045	1,50	0,05	1,39
E 10	11040	40	23,31	932,40	0,90	1,80	0,050	0,90	0,14	0,84
E 11	11000	1000	41,16	41160,00	0,30	1,80	0,550	1,50	0,05	1,40
E 12	10000	500	841,90	420950,00	0,30	1,80	0,060	1,50	0,00	1,49
E 13	9500	1000	40,50	40500,00	0,30	1,80	0,060	1,50	0,05	1,40
E 14	8500	500	43,04	21520,00	0,30	1,90	0,060	1,60	0,04	1,49
E 15	8000	200	44,79	8958,00	0,30	1,90	0,055	1,60	0,04	1,49
E 16	7800	300	32,96	9888,00	0,50	1,90	0,040	1,40	0,07	1,29
E 17	7500	300	59,73	17919,00	0,30	1,90	0,030	1,60	0,03	1,52
E 18	7200	200	32,95	6590,00	0,80	1,90	0,025	1,10	0,08	1,03
E 19	7000	500	59,98	29990,00	0,30	1,90	0,025	1,60	0,03	1,52
E 20	6500	1000	42,74	42740,00	0,20	1,90	0,022	1,70	0,04	1,57
E 21	5500	1000	46,72	46720,00	0,50	2,00	0,022	1,50	0,04	1,41
E 22	4500	1000	131,90	131900,00	0,40	2,00	0,022	1,60	0,01	1,56
E 23	3500	60	407,60	24456,00	0,20	2,00	0,022	1,80	0,00	1,78
E 24	3440	440	45,98	20231,20	0,40	2,00	0,022	1,60	0,04	1,50
E 25	3000	1000	56,71	56710,00	0,30	2,10	0,022	1,80	0,03	1,69
E 26	2000	500	440,70	220350,00	0,40	2,10	0,022	1,70	0,00	1,69
E 27	1500	1000	421,40	421400,00	0,30	2,20	0,022	1,90	0,00	1,88
E 28	500	500	73,81	36905,00	0,50	2,30	0,022	1,80	0,02	1,72
E 29					0,00	2,30	0,022	2,30	#DIV/0!	0,00

CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

Seção Vilela

seção 1	(OKx)								largura equivalente	talude(tg)	talude(sin)				
Leito =	0,5								73,812	1000000,0	1,000				
dparcial	dtotal	cota	modelo	cota d'água	nível d'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'	ERROárea	ERROperi	ERROraio	
0	0	3,0		0,75	0,25	14,000	58,033	0,241	18,453	74,312	0,248	4,5	16,3	0,0	
69	69	3,0		1,00	0,50	29,000	62,066	0,467	36,906	74,812	0,493	7,9	12,7	0,0	
15	84	2,0		1,25	0,75	45,156	67,364	0,670	55,359	75,312	0,735	10,2	7,9	0,1	
3	87	1,0		1,50	1,00	62,625	72,661	0,862	73,812	75,812	0,974	11,2	3,2	0,1	
5	92	0,5		1,75	1,25	81,406	77,959	1,044	92,266	76,312	1,209	10,9	1,6	0,2	
26	118	0,5		2,00	1,50	101,500	83,256	1,219	110,719	76,812	1,441	9,2	6,4	0,2	
28	146	0,5		2,25	1,75	123,406	92,520	1,334	129,172	77,312	1,671	5,8	15,2	0,3	
3	149	1,0		2,50	2,00	147,625	101,784	1,450	147,625	77,812	1,897	0,0	24,0	0,4	
18	167	2,0		2,75	2,25	174,156	111,048	1,568	166,078	78,312	2,121	8,1	32,7	0,6	
22	189	3,0		3,00	2,50	203,000	120,312	1,687	184,531	78,812	2,341	18,5	41,5	0,7	TOTAL
6	195	4,0									média	8,6	16,2	0,3	25,0

85,000	3,000
85,000	0,500
158,812	0,500
158,812	3,000

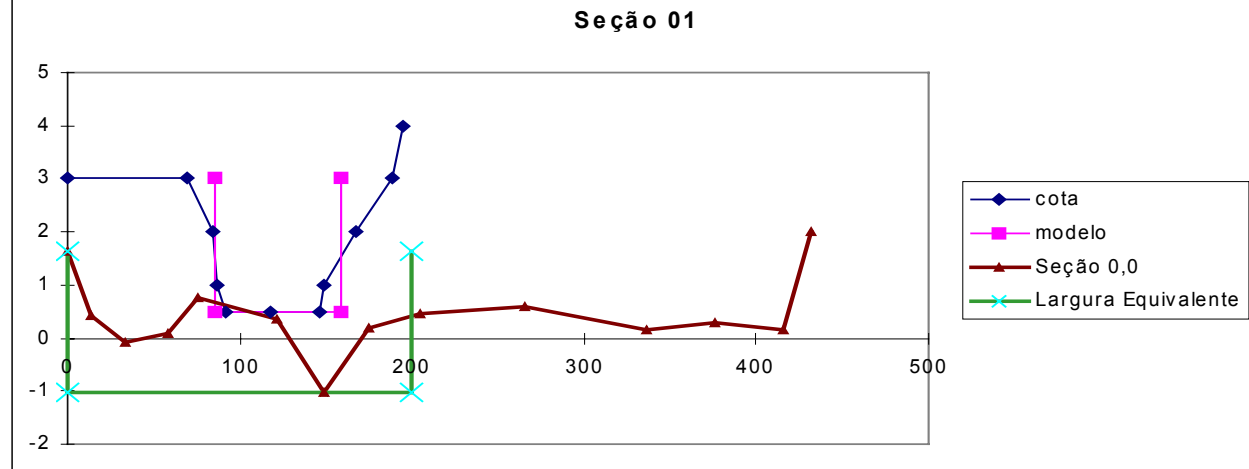


CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

SEÇÃO SILVA

Seção 0.0	70+219.76								largura equivalente	talude(tg)	talude(sin)			
Leito =	-1,01								200,032	1000000,0	1,000			
dparcial	Cota	cota	modelo	Cota d'água	nível d'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'	ERROárea(%)	ERROperi(%)	ERROraio(%)
0,0	1,62	1,62		0,70	1,71	33,256	63,729	0,522	342,054	203,452	1,681	308,8	139,7	1,2
13,6	0,43	0,43		0,80	1,81	224,217	412,478	0,544	362,058	203,652	1,778	137,8	208,8	1,2
33,5	-0,09	-0,09		0,90	1,91	265,437	414,496	0,640	382,061	203,852	1,874	116,6	210,6	1,2
58,5	0,09	0,09		1,00	2,01	306,743	416,514	0,736	402,064	204,052	1,970	95,3	212,5	1,2
75,5	0,75	0,75		1,10	2,11	348,136	418,532	0,832	422,067	204,252	2,066	73,9	214,3	1,2
122,0	0,36	0,36		1,20	2,21	389,615	420,550	0,926	442,070	204,452	2,162	52,5	216,1	1,2
148,5	-1,01	-1,01		1,30	2,31	431,181	422,568	1,020	462,074	204,652	2,258	30,9	217,9	1,2
174,9	0,18	0,18		1,40	2,41	472,833	424,585	1,114	482,077	204,852	2,353	9,2	219,7	1,2
204,9	0,44	0,44		1,50	2,51	514,572	426,603	1,206	502,080	205,052	2,449	12,5	221,6	1,2
264,9	0,60	0,60		1,60	2,61	556,397	428,621	1,298	522,083	205,252	2,544	34,3	223,4	1,2
336,0	0,14	0,14												
376,0	0,28	0,28									médio	87,2	208,5	1,2
416,0	0,14	0,14												
432,0	1,99	1,99												TOTAL
														296,9

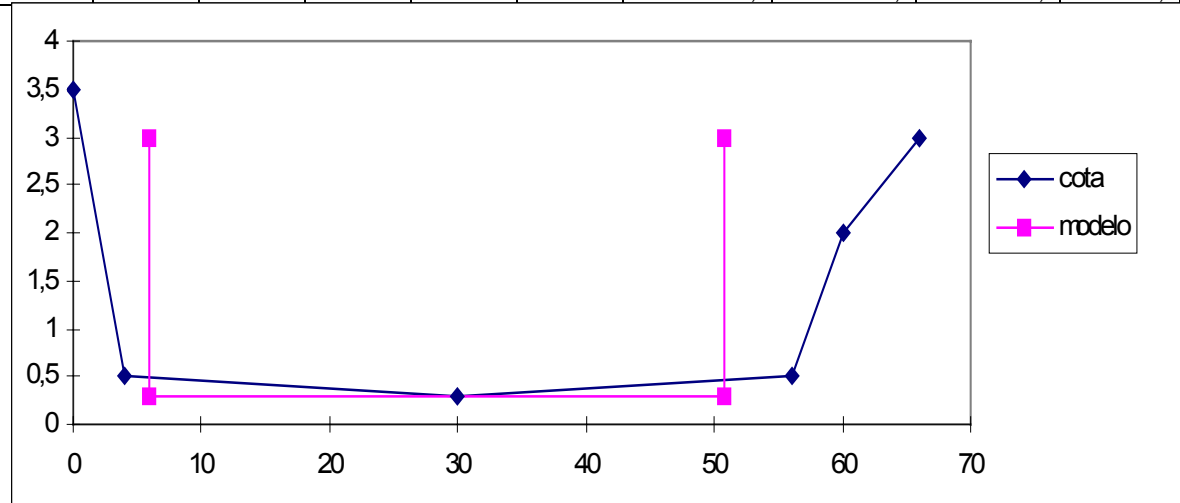
0,000	1,62
0,000	-1,01
200,032	-1,01
200,032	1,62



CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

SEÇÃO VILLELA

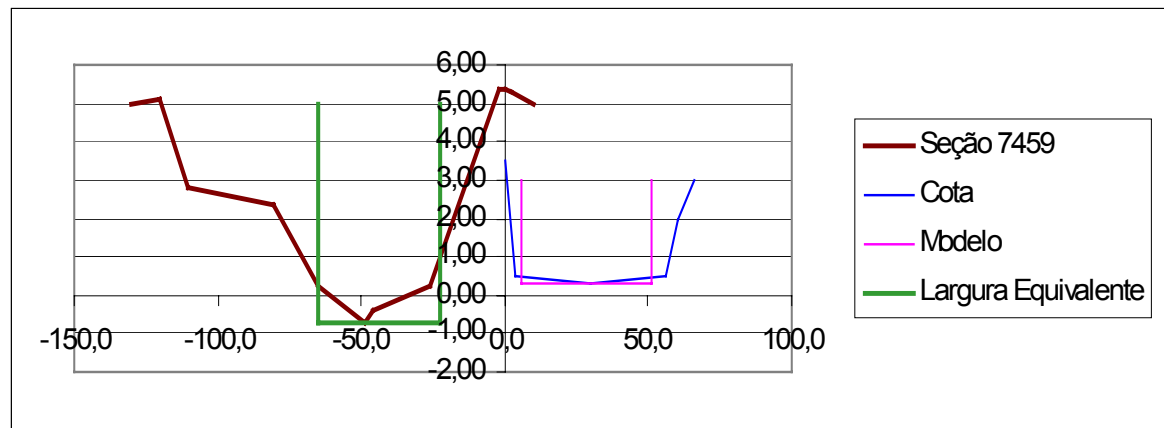
seção 16	(OKx)								largura equivalent e	talude(tg)	talude(sin)					
Leito =	0,3								44,788	0,254	0,246					
dparcial	dtotal	cota	modelo	cota d'água	nível d'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'	ERROárea(%)	ERROperi(%)	ERROraio(%)		
0	0	3,5		0,75	0,45	18,325	53,130	0,345	20,953	48,449	0,432	2,6	4,7	0,1		
4	4	0,5		1,00	0,70	31,700	54,259	0,584	33,284	50,483	0,659	1,6	3,8	0,1		
26	30	0,3		1,25	0,95	45,325	55,388	0,818	46,107	52,517	0,878	0,8	2,9	0,1		
26	56	0,5		1,50	1,20	59,200	56,516	1,047	59,423	54,550	1,089	0,2	2,0	0,0		
4	60	2,0		1,75	1,45	73,325	57,645	1,272	73,232	56,584	1,294	0,1	1,1	0,0		
6	66	3,0		2,00	1,70	87,700	58,774	1,492	87,534	58,618	1,493	0,2	0,2	0,0		
	6,000		3,000	2,25	1,95	102,429	60,711	1,687	102,329	60,652	1,687	0,1	0,1	0,0		
	6,000		0,300	2,50	2,20	117,617	62,648	1,877	117,617	62,685	1,876	0,0	0,0	0,0		
	50,788		0,300	2,75	2,45	133,263	64,586	2,063	133,397	64,719	2,061	0,1	0,1	0,0		
	50,788		3,000	3,00	2,70	149,367	66,523	2,245	149,670	66,753	2,242	0,3	0,2	0,0		
												TOTAL	0,6	1,5	0,0	2,1



CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

SEÇÃO SILVA

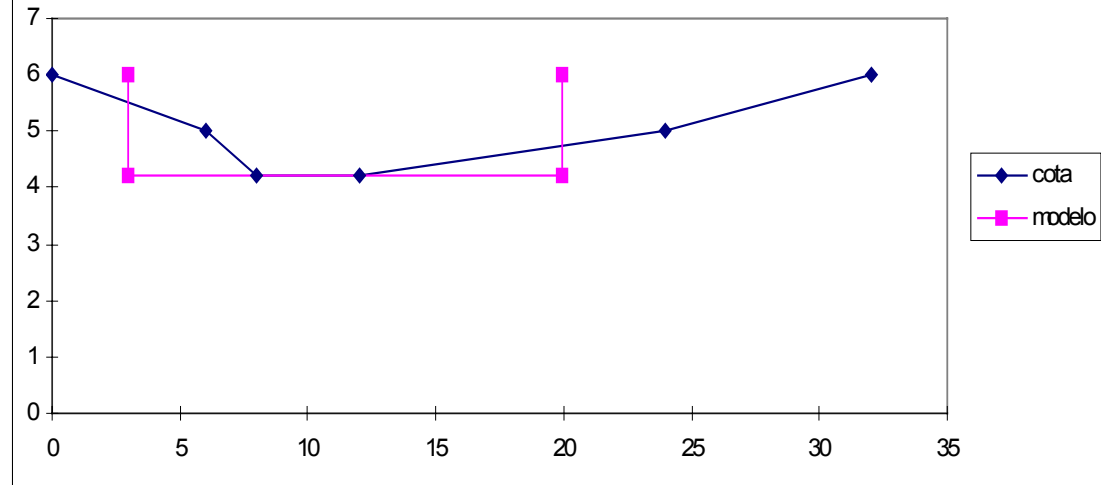
Seção 7459	42+130.43										largura equivalente	talude(tg)	talude(sin)			
Leito =	-0,72															
dparcial	Cota	Cota	modelo	cota d'água	nível d'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'	ERROárea(%)	ERROperi(%)	ERROraio(%)		
	-130,5	4,96	4,96	0,00	0,72	8,77	28,40	0,31	31,83	46,49	0,68	23,06	18,10	0,38		
	-120,4	5,11	5,11	0,50	1,22	27,29	42,44	0,64	55,66	49,49	1,12	28,38	7,05	0,48		
	-110,5	2,80	2,80	1,00	1,72	49,96	48,53	1,03	80,90	52,48	1,54	30,94	3,95	0,51		
	-80,5	2,33	2,33	1,50	2,22	75,63	54,63	1,38	107,55	55,47	1,94	31,92	0,84	0,55		
	-65,0	0,23	0,23	2,00	2,72	104,32	60,73	1,72	135,61	58,47	2,32	31,30	2,26	0,60		
	-49,0	-0,72	-0,72	2,50	3,22	115,56	76,40	1,51	165,08	61,46	2,69	49,52	14,93	1,17		
	-46,0	-0,41	-0,41	3,00	3,72	127,97	98,78	1,30	195,97	64,46	3,04	68,00	34,32	1,74		
	-26,0	0,21	0,21													
	-2,2	5,34	5,34													
	0,0	5,33	5,33													
	2,2	5,31	5,31													
	10,0	4,96	4,96													
	-65,000		4,96												TOTAL	
	-65,000		-0,72								médio	37,59	11,64	0,78	50,0	
	-22,820		-0,72													
	-22,820		4,96													



CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

SEÇÃO VILLELA

seção 39	(Okx)								largura equivalente	talude(tg)	talude(sin)				
Leito =	4,2								16,927	1000000,0	1,000	ERRO área(%)	ERRO peri(%)	ERRO raio(%)	
dparcial	dtotal	cota	Modelo	cota d'água	nível d'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'				
0,0	0,0	6,0		4,50	0,30	1,988	9,318	0,213	5,078	17,527	0,290	3,1	8,2	0,1	
6,0	6,0	5,0		4,75	0,55	4,847	13,749	0,353	9,310	18,027	0,516	4,5	4,3	0,2	
2,0	8,0	4,2		5,00	0,80	8,800	18,181	0,484	13,542	18,527	0,731	4,7	0,3	0,2	
4,0	12,0	4,2		5,25	1,05	13,738	21,717	0,633	17,774	19,027	0,934	4,0	2,7	0,3	
12,0	24,0	5,0		5,50	1,30	19,550	25,253	0,774	22,006	19,527	1,127	2,5	5,7	0,4	
8,0	32,0	6,0		5,75	1,55	26,238	28,789	0,911	26,237	20,027	1,310	0,0	8,8	0,4	
	3,000		6,00	6,00	1,80	33,800	32,326	1,046	30,469	20,527	1,484	3,3	11,8	0,4	
	3,000		4,20												Total
	19,927		4,20								média	3,2	6,0	0,3	9,4
	19,927		6,00												



CÁLCULO DAS SEÇÕES RETANGULARES EQUIVALENTES

SEÇÃO SILVA

Seç. 20102	00+20								largura equivalente	talude(tg)	talude(sin)				
Leito =	4,76			Cota	Nível				11,987	1000000,0	1,000	ERRO	ERRO	ERRO	
dparcial	Cotas	cota	modelo	D'água	D'água	A	P	Rh	A'	P'	Rh'	área(%)	peri(%)	raio(%)	
	0,0	9,79	9,79	5,00	0,24	0,404	3,401	0,119	2,88	12,47	0,23	2,5	9,1	0,1	
	11,0	6,85	6,85	5,50	0,74	3,841	10,486	0,366	8,87	13,47	0,66	5,0	3,0	0,3	
	12,7	5,74	5,74	6,00	1,24	10,049	14,624	0,687	14,86	14,47	1,03	4,8	0,2	0,3	
	20,0	4,76	4,76	6,50	1,74	17,879	17,374	1,029	20,86	15,47	1,35	3,0	1,9	0,3	
	25,0	5,52	5,52	7,00	2,24	26,592	20,410	1,303	26,85	16,47	1,63	0,3	3,9	0,3	
	31,5	7,36	7,36												
	36,5	7,40	7,40												
	12,700		7,40												Total
	12,700		4,76								média	3,1	3,6	0,3	7,0
	24,687		4,76												
	24,687		7,40												

