



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL
SANEAMENTO AMBIENTAL E INFRAESTRUTURA URBANA**

Vânia Carla Dias Martins

**AVALIAÇÃO DE SISTEMAS DE PREVENÇÃO E CONTENÇÃO DE
INUNDAÇÕES EM BACIA DE DRENAGEM URBANA**

Belém–Pará

2015



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL
SANEAMENTO AMBIENTAL E INFRAESTRUTURA URBANA**

Vânia Carla Dias Martins

**AVALIAÇÃO DE SISTEMAS DE PREVENÇÃO E CONTENÇÃO DE
INUNDAÇÕES EM BACIA DE DRENAGEM URBANA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFPa) para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Dr. José Almir Rodrigues Pereira.
Área de concentração: Recursos hídricos e Saneamento Ambiental.

Belém–Pará

2015

Vânia Carla Dias Martins

Avaliação de Sistemas de Prevenção e Contenção de Inundações em Bacia de Drenagem Urbana.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFGA) para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Data de aprovação: _____ / _____ / 2015

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. José Almir Rodrigues Pereira – Orientador
Doutor em Engenharia Hidráulica e Saneamento (EESC-USP)
Universidade Federal do Pará

Prof. Dr. André Augusto Azevedo Montenegro Duarte
Doutor em Geociências (UFGA)
Universidade Federal do Pará

Prof. Dr. Daniel Costa dos Santos
Doutor em Engenharia Civil (USP)
Universidade Federal do Pará

RESUMO

MARTINS, Vânia Carla Dias. **Avaliação de Sistemas de Prevenção e Contenção de Inundações em Bacia de Drenagem Urbana**. 2015. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

Este trabalho teve o objetivo de avaliar o risco de inundação e propor alternativas de prevenção e contenção de cheias para a bacia hidrográfica do Igarapé Tucunduba, localizada em Belém do Pará, a partir da elaboração de metodologia para simulação hidrológica e hidráulica, almejando a sustentabilidade do sistema de macrodrenagem, além de analisar as variáveis físicas da bacia que serão utilizadas como dados de entrada para os modelos matemáticos, ainda serão apresentadas na íntegra as metodologias de simulação utilizadas. Os resultados obtidos mostram a aplicação dos modelos mencionados, como ferramentas essenciais de prevenção e contenção das inundações sobre bacias urbanas de drenagem, que sofrem influência direta do regime de marés. Dado que, a prevenção e contenção de eventos extremos, como as inundações, é um instrumento imprescindível para as regiões urbanas sujeitas a acidentes climáticos, devido à quantidade de vidas envolvidas no processo, às doenças pelo colapso do sistema de saneamento e aos prejuízos nas edificações, nos bens materiais e infraestrutura.

Palavras-chave: Inundação. Drenagem Urbana. Modelos Matemáticos.

ABSTRACT

MARTINS, Vânia Carla Dias. **Avaliação de Sistemas de Prevenção e Contenção de Inundações em Bacia de Drenagem Urbana**. 2015. 146s. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

This study aimed to assess the risk of flooding and propose alternatives for prevention and containment of flood for the river basin Tucunduba Oxbow River, located in Belem, from the development of methodology for hydrological and hydraulic simulation, aiming the sustainability of macro drainage system, and analyze the physical variables of the basin to be used as input data for the mathematical models, will also be presented in full simulation methodologies. The results show the application of the models mentioned, as essential tools for the prevention and containment of floods on urban drainage basins, which suffer direct influence of the tidal regime. Since the prevention and containment of extreme events such as floods, is an essential tool for urban areas subject to climatic accidents due to the amount of lives involved in the process, disease by the collapse of the sanitation system and impairments on buildings , materials and infrastructure assets.

Keywords: Flood. Urban Drainage. Mathematical models.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - ALTERAÇÕES NO CICLO HIDROLÓGICO DEVIDO À URBANIZAÇÃO.....	19
FIGURA 2 - ALTERAÇÕES NO CICLO HIDROLÓGICO DEVIDO À URBANIZAÇÃO.	20
FIGURA 3 - PROCESSO DE IMPACTO DA DRENAGEM URBANA.	23
FIGURA 4 - OCORRÊNCIA DE INUNDAÇÕES, ENTRE 1970-2011.	24
FIGURA 5 - INUNDAÇÕES NO CENTRO URBANO DE BELÉM	36
FIGURA 6 - VISÃO GERAL DO SISTEMA DE DRENAGEM.	38
FIGURA 7 – MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO NA FONTE	39
FIGURA 8– ENCONTRO DE VIAS E ESQUEMA DE DRENAGEM.	39
FIGURA 9 - TIPOS COMUNS DE CANALIZAÇÃO OU RETIFICAÇÃO	40
FIGURA 10 - APLICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CANALIZAÇÃO EM MEIO URBANO.	41
FIGURA 11 - EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.	41
FIGURA 12 - HIDROGRAMA TRIANGULAR SCS.	53
FIGURA 13 - PROCESSOS MODELADOS NO SMAP EM SUA VERSÃO DIÁRIA	55
FIGURA 14 – ILUSTRAÇÃO DO SISTEMA ANALISADO	60
FIGURA 15 - APRESENTAÇÃO DAS VARIÁVEIS ESTUDADAS DENTRO DO SISTEMA	62
FIGURA 16 - ILUSTRAÇÃO DA DISPOSIÇÃO DAS FORÇAS CONSIDERADAS NO EQUACIONAMENTO DE CONSERVAÇÃO DE MASSA	63
FIGURA 17 - APROXIMAÇÃO POR DIFERENÇAS FINITAS (PORTO,2006)	68
FIGURA 18 - ESQUEMA DIFERENÇAS FINITAS (PORTO, 2006)	70
FIGURA 19 - USO E OCUPAÇÃO DO SOLO NA BACIA DO TUCUNDUBA.	87
FIGURA 20- SUB-BACIA DO TUCUNDUBA.....	89
FIGURA 21 - PERFIL LONGITUDINAL - TUCUNDUBA/UNIÃO	90
FIGURA 22- SEÇÃO TRANSVERSAL TIPO – TUCUNDUBA.....	90
FIGURA 23- ESQUEMA ESTAQUEAMENTO DAS SEÇÕES – TUCUNDUBA/UNIÃO.....	91
FIGURA 24- NÍVEIS D'ÁGUA NO PORTO DE BELÉM PARA 1986 E 1987.	95
FIGURA 25- NÍVEIS DE MARÉ ALTA E BAIXA CALCULADOS/PREVISTOS PARA O PORTO DE BELÉM PARA O PERÍODO 2005 E 2012.....	95
FIGURA 26- DIVISÃO DOS TIPOS DE SOLO DA BACIA DO TUCUNDUBA DE ACORDO COM A CLASSIFICAÇÃO DO SCS.	100
FIGURA 27-HIDROGRAMAS DAS SUB-BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO POR ESTACA DE ENTRADA NO CANAL TUCUNDUBA	113
FIGURA 28-CANAL SIMULADO PARA TR10 E MARÉ BAIXA.....	118

FIGURA 29-CANAL SIMULADO PARA TR25 E MARÉ BAIXA.....	119
FIGURA 30– CANAL SIMULADO PARA TR50 E MARÉ BAIXA.	120
FIGURA 31– PERFIL LONGITUDINAL SIMULADO PARA O CENÁRIO I	121
FIGURA 32– CANAL SIMULADO PARA TR10 E MARÉ ALTA.	122
FIGURA 33– CANAL SIMULADO PARA TR25 E MARÉ ALTA.	123
FIGURA 34– CANAL SIMULADO PARA TR50 E MARÉ ALTA.	124
FIGURA 35– PERFIL LONGITUDINAL SIMULADO PARA O CENÁRIO II	125
FIGURA 36– ENTRADA DA MARÉ NO CANAL TUCUNDUBA.	126
FIGURA 37– NÍVEIS D'ÁGUA OCASIONADOS POR REMANSO.	126
FIGURA 38- CANAL SIMULADO PARA CENÁRIO III	131
FIGURA 39- PERFIL LONGITUDINAL SIMULADO PARA O CENÁRIO III.	132

LISTA DE ESQUEMAS

ESQUEMA 1 – PLANEJAMENTO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA.	44
ESQUEMA 2- ETAPAS METODOLÓGICAS DA PESQUISA	74
ESQUEMA 3- CENÁRIOS ESTABELECIDOS PARA A MODELAGEM HIDROLÓGICA	78
ESQUEMA 4- CENÁRIOS DETERMINADOS PARA MODELAGEM HIDRODINÂMICA.....	83
ESQUEMA 5 - CENÁRIOS ESTABELECIDOS PARA A MODELAGEM HIDROLÓGICA-RESULTADOS	97
ESQUEMA 6- CENÁRIOS DETERMINADOS PARA MODELAGEM HIDRODINÂMICA - RESULTADOS	117

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 - PRINCIPAIS TIPOS DE DESASTRES QUE TÊM ATINGIDO O BRASIL NAS ÚLTIMAS DÉCADAS.....	25
GRÁFICO 2-PROPORÇÃO DE MUNICÍPIOS ATENDIDOS POR SERVIÇOS DE SANEAMENTO BÁSICO	27
GRÁFICO 3— SITUAÇÃO DA DRENAGEM URBANA NO ESTADO DO PARÁ.....	31
GRÁFICO 4 - DESASTRES NATURAIS MAIS RECORRENTES NO PARÁ (1991-2012).....	31
GRÁFICO 5 - INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NOS EVENTOS DE INUNDAÇÕES BRUSCAS NO ESTADO DO PARÁ.	32
GRÁFICO 6 - INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NOS EVENTOS DE INUNDAÇÕES GRADUAIS NO ESTADO DO PARÁ.	32
GRÁFICO 7- COMPARAÇÃO ENTRE A RELAÇÃO IDF E AS PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS OBSERVADAS PARA DURAÇÕES DIFERENTES.....	93
GRÁFICO 8-HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA CHUVA COM PERÍODOS DE RETORNO DE 10 ANOS.....	94
GRÁFICO 9-HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA CHUVA COM PERÍODOS DE RETORNO DE 25 ANOS.....	94
GRÁFICO 10-HIETOGRAMA DE PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA CHUVA COM PERÍODOS DE RETORNO DE 50 ANOS.....	94
GRÁFICO 11- NÍVEIS D'ÁGUA NO PORTO DE BELÉM, RIO GUAMÁ.....	96
GRÁFICO 12– PRECIPITAÇÃO ACUMULADA.....	99
GRÁFICO 13– COMPARAÇÃO DA VAZÃO DE PICO PARA CN FINAL – TR10.	103
GRÁFICO 14 – COMPARAÇÃO DA VAZÃO DE PICO PARA CN FINAL – TR25.	104
GRÁFICO 15– COMPARAÇÃO DA VAZÃO DE PICO PARA CN FINAL – TR50.	104
GRÁFICO 16 - REGRESSÃO LINEAR VAZÕES TR 10	105
GRÁFICO 17-REGRESSÃO LINEAR VAZÕES TR 25.....	105
GRÁFICO 18-REGRESSÃO LINEAR VAZÕES TR 50.....	105
GRÁFICO 19- HIDROGRAMAS TR 10.....	106
GRÁFICO 20- HIDROGRAMAS TR 25.....	107
GRÁFICO 21- HIDROGRAMAS TR 50.....	107
GRÁFICO 22– HIDROGRAMAS DE ENTRADA DO MODELO HIDRODINÂMICO TR 10 COM COINCIDÊNCIA DE MARÉ ALTA E BAIXA.	109

GRÁFICO 23-HIDROGRAMAS DE ENTRADA DO MODELO HIDRODINÂMICO TR 25 COM COINCIDÊNCIA DE MARÉ ALTA E BAIXA.	109
GRÁFICO 24-- HIDROGRAMAS DE ENTRADA DO MODELO HIDRODINÂMICO TR 50 COM COINCIDÊNCIA DE MARÉ ALTA E BAIXA.	110
GRÁFICO 25-REPRESENTAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO, MONTANTE E JUSANTE, DO MODELO HIDRODINÂMICO PARA TR10.	115
GRÁFICO 26--REPRESENTAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO, MONTANTE E JUSANTE, DO MODELO HIDRODINÂMICO PARA TR25.	115
GRÁFICO 27--REPRESENTAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO, MONTANTE E JUSANTE, DO MODELO HIDRODINÂMICO PARA TR50.	116
GRÁFICO 28 – VOLUME DE INUNDAÇÃO CENÁRIO I – MARÉ BAIXA	127
GRÁFICO 29– VOLUME DE INUNDAÇÃO CENÁRIO II – MARÉ ALTA.	128

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - HISTÓRICO DOS PRINCIPAIS DESASTRES POR INUNDAÇÃO E/OU ENCHENTE OCORRIDOS NO BRASIL NA ÚLTIMA DÉCADA.	26
QUADRO 2- TIPOS DE SOLO SEGUNDO A CLASSIFICAÇÃO DO SCS.....	50
QUADRO 3-TIPOS DE SOLO DE ACORDO COM SUA CAPACIDADE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL E INFILTRAÇÃO.....	51
QUADRO 4- CENÁRIOS DE CALIBRAÇÃO DO MODELO HIDROLÓGICO.....	80
QUADRO 5- ÁREAS DE RUGOSIDADE	112
QUADRO 6– RESUMO DOS CENÁRIOS SIMULADOS.....	134

LISTA DE TABELAS

TABELA 1-CRESCIMENTO DA POPULAÇÃO BRASILEIRA E TAXA DE URBANIZAÇÃO	21
TABELA 2 - VALORES DE CN PARA BACIAS URBANAS E SUBURBANAS – RESUMIDO.	50
TABELA 3- VALORES DAS RELAÇÕES T/TP E Q/QP.....	53
TABELA 4-- RESUMO DOS DADOS GERAIS DA BACIA DO TUCUNDUBA.....	88
TABELA 5-RESULTADOS DA RELAÇÃO IDF PARA BELÉM, EM MM/H PARA DURAÇÕES E PERÍODOS DE RETORNO DIFERENTES.....	92
TABELA 6 - PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS CUMULATIVAS OBSERVADAS EM BELÉM PARA DURAÇÕES DIFERENTES	93
TABELA 7- MARÉS MÁXIMAS BAIXAS E ALTAS PARA OS ANOS 2005 A 2012.....	96
TABELA 8- VARIÁVEIS PARA DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DAS SUB-BACIAS.....	98
TABELA 9– VARIÁVEIS DE ENTRADA DO MODELO, ÁREA E TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	99
TABELA 10– PRECIPITAÇÃO ACUMULADA.....	100
TABELA 11– VALORES DE CN POR SUB-BACIA.....	101
TABELA 12– VALORES DE CN AJUSTADOS 30 E 40%.	102
TABELA 13-VALORES DE CN SELECIONADOS, SEGUNDO COMPARAÇÃO ENTRE HIDROGRAMAS PARAMÉTRICOS.....	102
TABELA 14- VALORES CN FINAL	103
TABELA 15– VALORES DE PICOS DOS HIDROGRAMAS.	108
TABELA 16– DADOS DE ENTRADA DO CENÁRIO GEOMÉTRICO.	111
TABELA 17– NÍVEL DE MARÉS DO RIO GUAMÁ.	114
TABELA 18– CÁLCULO DOS VOLUMES DE INUNDAÇÃO.....	129
TABELA 19– VOLUMES DE INUNDAÇÃO POR ESTACA COM ACIONAMENTO DE COMPORTA.	133

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	18
2.1	OBJETIVO GERAL.....	18
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
3	INUNDAÇÕES E SEUS IMPACTOS	19
4	URBANIZAÇÃO E DRENAGEM URBANA	21
4.1	OS REFLEXOS DAS INUNDAÇÕES GLOBAIS E NACIONAIS.....	23
4.2	OS REFLEXOS DAS INUNDAÇÕES REGIONAIS.....	29
5	SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	37
6	ANÁLISE DOS SISTEMAS COMPLEXOS DE DRENAGEM URBANA	43
7	MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA	46
7.1	MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	46
7.1.1	O Modelo do Soil Conservation Service (SCS).....	48
7.1.2	O Modelo SMAP.....	54
7.2	MODELAGEM HIDRODINÂMICA EM CANAIS.....	56
7.2.1	Equações básicas para escoamento unidimensional (1D).....	58
7.2.2	Métodos numéricos para resolução das equações de Saint – Venant....	66
8	MATERIAIS E MÉTODOS	73
8.1	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE ESTUDO (ETAPA 1).....	75
8.1.1	Dados Gerais.....	75
8.1.2	Planialtimetria e Geometria do Canal.....	76
8.1.3	Precipitação.....	77
8.1.4	Maré.....	77
8.2	MODELAGEM HIDROLÓGICA (ETAPA 2).....	78
8.2.1	Seleção do Modelo Hidrológico.....	78
8.2.2	Definição de Cenários.....	78
8.2.3	Dados de Entrada do Modelo.....	79
8.2.4	Calibração do Modelo.....	79
8.3	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDROLÓGICOS (ETAPA 3).....	80
8.4	ACOPLAMENTO DO MODELO HIDROLÓGICO COM MARÉ (ETAPA 4).....	81
8.5	MODELAGEM HIDRODINÂMICA (ETAPA 5).....	81
8.5.1	Seleção do Modelo Hidrodinâmico.....	81
8.5.2	Dados de Entrada do Modelo.....	82
8.5.3	Definição de Cenários.....	83
8.6	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDRODINÂMICOS (ETAPA 6).....	84
8.7	PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS (ETAPA 7).....	84
9	RESULTADOS	85
9.1	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA.....	85
9.1.1	Dados Gerais.....	85
9.1.2	Planialtimetria e Geometria do Canal.....	88
9.1.3	Precipitação.....	91
9.1.4	Maré.....	95

9.2	MODELAGEM HIDROLÓGICA	97
9.2.1	Seleção do Modelo Hidrológico	97
9.2.2	Definição de Cenários	97
9.2.3	Dados de Entrada do Modelo	98
9.2.4	Calibração do Modelo	101
9.3	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDROLÓGICOS	106
9.4	ACOPLAMENTO DO MODELO HIDROLÓGICO COM MARÉ	108
9.5	MODELAGEM HIDRODINÂMICA.....	110
9.5.1	Seleção do Modelo hidrodinâmico.....	110
9.5.2	Dados de Entrada do Modelo	111
9.5.3	Definição de Cenários	116
9.6	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDRODINÂMICOS	117
9.7	PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS	138
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
	REFERÊNCIAS.....	147

1 INTRODUÇÃO

Em períodos chuvosos, o comportamento natural dos rios dar-se-á na expansão das águas que ocupam o leito menor enchendo o seu leito maior. Esse processo natural é denominado “enchente” ou “cheia”, que ocorre de forma irregular ao longo do tempo e atualmente tornou-se um dos mais graves problemas enfrentados pelos grandes centros urbanos brasileiros.

O problema é agravado pela ocupação irregular de áreas de risco de inundação, planícies de inundação, encostas e áreas de frágil equilíbrio ecológico. O processo tem se intensificado, à medida que avança a urbanização com altos índices de crescimento demográfico aliado a falta de planejamento territorial.

De acordo com Tucci (2005), a carência de uma gestão organizacional que integre o solo urbano a infraestrutura necessária, aliada a falta de conhecimento da população e dos profissionais que não possuem informações adequadas sobre a fonte dos problemas e suas causas, resultam no atual cenário da drenagem urbana no Brasil, no qual há predominância dos processos de impermeabilização do solo e canalização dos rios urbanos, com o aumento da vazão de cheia (em até sete vezes) e de sua frequência, assim como da carga de resíduos sólidos e deterioração da qualidade da água.

À medida que obras são implantadas nas bacias urbanas, sejam elas de canalização, reservação, bombeamento, mudança no traçado natural dos rios e córregos ou de retificação com perda de áreas de leito maior e das várzeas naturais dos rios, o sistema de drenagem passa a ser complexo. Esse sistema complexo necessita de uma nova abordagem, uma vez que, as concepções tradicionais em drenagem urbana não mais se aplicam.

A dinâmica de uma bacia hidrográfica é característica peculiar a cada caso de ocupação urbana e não pode ser generalizada. Dessa forma, o planejamento de uma bacia urbana que tem um sistema complexo de drenagem, deve ser elaborado através de estudo detalhado das características locais. As avaliações e os critérios a serem observados para um bom resultado final dependem do conhecimento profundo do funcionamento do sistema em questão.

Logo, a pesquisa pretende focar na análise dos sistemas complexos de drenagem urbana, de forma a permitir a ampliação do “leque” de alternativas frente ao que se observa atualmente nas bacias hidrográficas do município de Belém. Esse enfoque, entretanto, está relacionado ao controle das inundações através da modelagem matemática de diferentes cenários de defasagem de chuva, e dos sistemas de controle inundações em uma bacia representativa do cenário da drenagem urbana em Belém, mais precisamente na bacia hidrográfica do Tucunduba.

A bacia do igarapé Tucunduba, bastante urbanizada, cujas partes baixas são periodicamente alagadas pelo mesmo e seus tributários, causando prejuízo à população, principalmente durante o inverno amazônico, entre dezembro e maio, quando são elevados os níveis d’água na foz do igarapé, devido à influência do regime de marés do Rio Guamá.

Diversos foram os esforços direcionados, a fim de solucionar os problemas de inundações na bacia do Tucunduba. Em ordem cronológica as ações de macrodrenagem foram iniciadas nos anos 1993 e 1996, com o programa INFRA-MACRO e HABITAR BRASIL, que tinham o objetivo de retificar os canais tributários do Tucunduba, em 2000 foram iniciadas duas etapas de intervenção no principal canal da bacia (Igarapé Tucunduba). A primeira etapa compreendeu a recuperação e retificação do Igarapé Tucunduba no trecho entre Avenida Perimetral e Rua São Domingos, um terço de sua extensão total. A segunda etapa foi iniciada em 2008, com obra do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC), em processo de execução de obras sobre a coordenação do Governo do Estado do Pará.

Todavia, os esforços direcionados a implantação de soluções tradicionais em drenagem, até o momento não foram capazes de sanar a ocorrência de inundações e alagamentos na bacia do Tucunduba.

Em virtude dessa problemática, o uso de modelos hidrodinâmicos e hidrológicos como ferramenta científica, visa melhor representar o comportamento da bacia hidrográfica do Tucunduba.

O uso de modelos é considerado ferramenta essencial no planejamento e gestão das águas pluviais em bacias urbanas, detendo-se na capacidade desses, de se antecipar aos eventos, serão simulados cenários de ocorrência de inundações, quando há a coincidência de marés altas com picos de eventos tempestade, assim

como, o comportamento de estruturas de contenção da entrada da maré alta no canal.

Logo, a presente dissertação pretende agregar ferramentas de gestão do sistema de drenagem urbana, a partir de ações preventivas que mitiguem os danos e otimizem os investimentos dos recursos públicos, para esse fim.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver metodologia para simulação hidrológica e hidrodinâmica, com finalidade de avaliar a eficiência de medidas estruturais de drenagem no controle de inundações, influenciadas por regime de maré, em bacias hidrográficas de centros urbanos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar os aspectos gerais da bacia hidrográfica do Tucunduba, observando as variáveis relacionadas com eventos de inundações;
- Aplicar modelo hidrológico chuva-vazão para determinar vazões de escoamento contribuintes ao sistema de drenagem da Bacia hidrográfica do Tucunduba, considerando precipitações para três tempos de retorno.
- Aplicar modelo hidrodinâmico para determinar o comportamento do canal de drenagem principal da bacia do Tucunduba, considerando a coincidência dos picos dos hidrogramas de escoamento com maré alta e baixa.
- Simular e avaliar o desempenho de estrutura hidráulica, na contenção dos eventos de inundação em canais de macrodrenagem.

3 INUNDAÇÕES E SEUS IMPACTOS

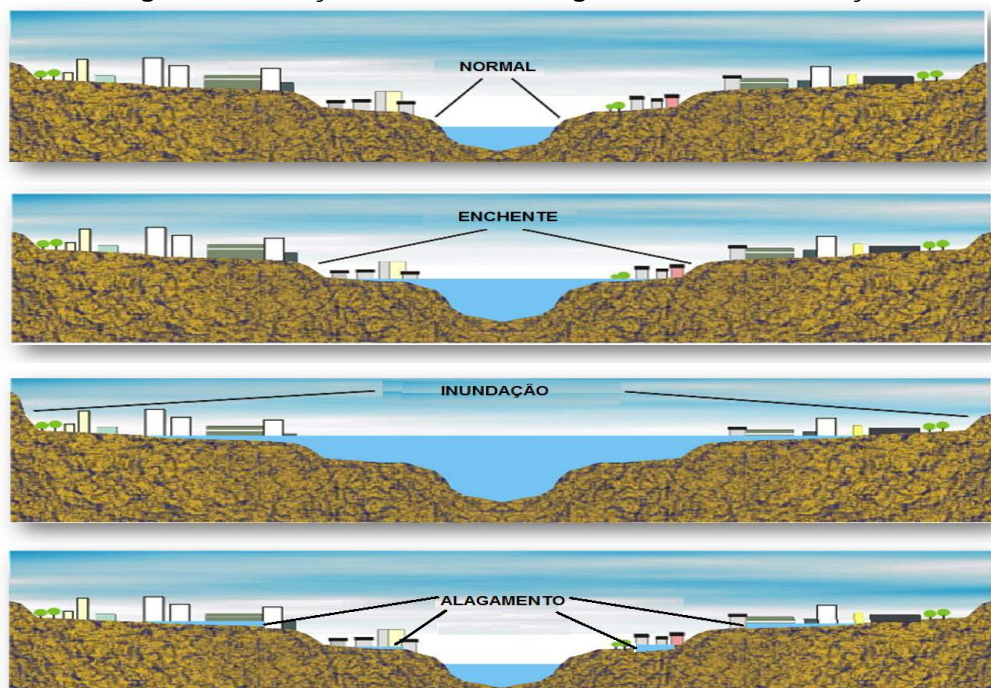
Inundações nada mais são do que casos particulares de enchentes naturais. Quando se desenvolvem em meio urbano tornam-se tema relevante, pois causam prejuízos diretos e indiretos ao desenvolvimento socioeconômico das populações.

Segundo Tucci (2003), a ocorrência de inundações no meio urbano iniciou-se a partir do desenvolvimento das cidades ou de qualquer aglomerado urbano.

“A inundação ocorre quando as águas dos rios, riachos, galerias pluviais saem do leito de escoamento devido à falta de capacidade de transporte de um destes sistemas e ocupa áreas onde a população utiliza para moradia, transporte (ruas, rodovias e passeios), recreação, comércio, indústria, entre outros”. (TUCCI, 2003, p.45).

Conforme Goerl e Kobiyama (2005), a diferença entre enchente e inundação, está no fato que na inundação há o extravasamento da água que escoar no leito dos rios para as áreas marginais ao seu curso. Não existem rios sem ocorrência de enchentes, todos possuem sua área natural de inundação e esse fenômeno não é, necessariamente, sinônimo de catástrofe. Já o fenômeno de alagamento está relacionado à deficiência do sistema de drenagem que provoca o acúmulo de água por certo período, a Figura 1 ilustra a ocorrência de tais fenômenos em meio urbano.

Figura 1 - Alterações no ciclo hidrológico devido à urbanização



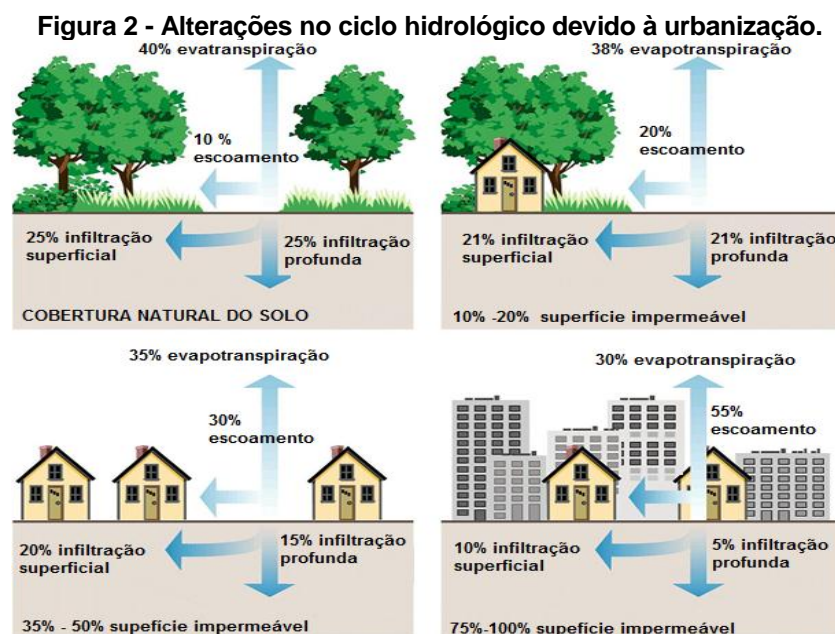
Fonte: Google Imagens (2015)

No entanto, quando o homem ultrapassa os limites das condições naturais do meio em que vive, então as inundações passam a ser um problema social, econômico e/ou ambiental. Assim, a mesma torna-se um evento catastrófico quando a área inundável apresenta a ocupação inadequada, por exemplo, as construções de residências nas áreas das margens dos rios. As inundações podem ser provocadas devido ao excesso de chuvas ou por obstrução que impediu a passagem da vazão da enchente, ou seja, devido a estruturas mal dimensionadas ou obstruídas.

No passado, as inundações eram consideradas um fenômeno benéfico. Pois permitiam o aporte de material rico em nutrientes e desejáveis a agriculturas das várzeas.

No entanto, na atualidade, as inundações têm provocado graves impactos ambientais, com perdas de materiais significativos ao solo do meio ambiente afetado, perdas de vidas humanas e animais, além do impacto socioeconômico envolvido.

Segundo Tucci (2005), as inundações geradas pela urbanização ocorrem à medida que avança a impermeabilização do solo. A implantação de redes de galerias de microdrenagem e canalização dos rios ocasionam a aceleração e aumento do volume de escoamento, e conseqüentemente, o aumento da frequência das inundações, antes controladas em termos quantitativos pelo processo natural de infiltração no solo, e em velocidade pelo escoamento por ravinamento natural (ver Figura 2).



Fonte: AquaFluxus – Consultoria Ambiental de Recursos Hídricos (2015).

4 URBANIZAÇÃO E DRENAGEM URBANA

O crescimento urbano em países em desenvolvimento tem sido significativo desde a década de 70 e nos desenvolvidos, o crescimento da população estacionou e tende a diminuir. Tucci (2005), afirma que o processo de desenvolvimento urbano é mais significativo em países da América Latina, onde 77% da população é urbana, sendo a média mundial de 47,2%.

No Brasil, projeções do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) como mostrado na Tabela 1, indicam que o país segue as tendências mundiais de crescimento urbano. Cerca de 85% da população são habitantes de áreas urbanas em 2015.

Tabela 1-Crescimento da população brasileira e taxa de urbanização

Ano	População (milhões de habitantes)	População Urbana (%)
1970	93,1	55,9
1980	118,0	68,2
1991	146,8	75,6
1996	157,1	78,4
2005	175,1	79,0
2015	204,1	85,4

Fonte: IBGE 2015 (1998 apud SANTOS, 2010).

O processo de crescimento urbano nas cidades brasileiras tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente, principalmente no que se refere à ocorrência de alagamentos e inundações em centros urbanos. A influência do processo de urbanização sobre a ocorrência de inundações se dá pela conversão do cenário natural em urbano decorrente de um conjunto de ações que modificam as condições originais e impactam diretamente o ciclo hidrológico da bacia modificada. A urbanização pode também acarretar modificações no micro clima que, embora em longo prazo, poderão ter impactos hidrológicos afetando a qualidade da água das chuvas, diminuindo as vazões mínimas, entres outros.

O aspecto de maior visibilidade quanto à relação entre inundações e ação antrópica, se refere à ocupação do solo em áreas de várzeas (as planícies de inundação¹). Em termos hidrológicos, essa ocupação se dá em áreas de

¹ Definem-se como planície de inundação as áreas relativamente planas e baixas, que de tempos em tempos, recebem os excessos de água que extravasam do seu canal de drenagem. Tecnicamente, o canal de drenagem que confina um curso d'água, denomina-se leito menor e a planície de

armazenamento temporário da água excedente dos canais fluviais, constituindo-se, portanto, nas áreas de maior risco de inundação.

O crescimento desordenado dos ambientes urbanos, tem sido caracterizado em sua maioria na alteração da natureza pelo homem ao invés do uso ou implementação de projetos que se beneficiem de processos e tratamentos naturais. O planejamento urbano não visa à integração das condições hidrológicas naturais das bacias urbanas e sim a necessidade de edificar soluções para águas pluviais urbanas, através de sistemas de drenagem.

De acordo com Tucci (2005), os sistemas de drenagem urbana têm sido desenvolvidos com base no modelo de gestão que se baseia no princípio de que “a melhor drenagem é a que retira a água pluvial excedente o mais rápido possível do seu local de origem”. Esses sistemas são definidos de acordo com sua área de atuação de controle das águas pluviais como, na fonte (controle de escoamento no lote), microdrenagem (sistemas de condutos pluviais, canais em loteamento ou rede primária) e macrodrenagem (sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem). Na microdrenagem, os projetos aumentam a vazão e transferem todo seu volume para jusante. Na macrodrenagem, são construídos canais para evitar a inundação em cada trecho crítico, esse tipo de solução é apropriado a um trecho de bacia, sem previsão das consequências para o restante dela, e sem considerar diferentes horizontes de ocupação urbana. A canalização dos pontos críticos acaba apenas transferindo a inundação de um lugar para outro da bacia.

A Figura 3 apresenta a síntese da dinâmica do processo de inundação, correlacionado a essa dinâmica do modelo de gestão empregado na maioria dos centros urbanos brasileiros, e as consequências sobre o controle das águas pluviais urbanas.

inundação representa o leito maior do rio. Emprega-se também o termo várzea para identificar a planície de inundação de um canal natural de drenagem.

Figura 3 - Processo de Impacto da Drenagem Urbana.



Fonte: Sudersha (2002 apud TUCCI, 2005).

4.1 OS REFLEXOS DAS INUNDAÇÕES GLOBAIS E NACIONAIS

Segundo World Meteorological Organization (WMO), a tendência de crescente de catástrofes naturais como as inundações está relacionada principalmente, ao crescimento da população, a ocupação de áreas de risco (várzea e costeiras), ao desenvolvimento econômico e de urbanização e aos efeitos da variabilidade das mudanças climáticas no ciclo hidrológico.

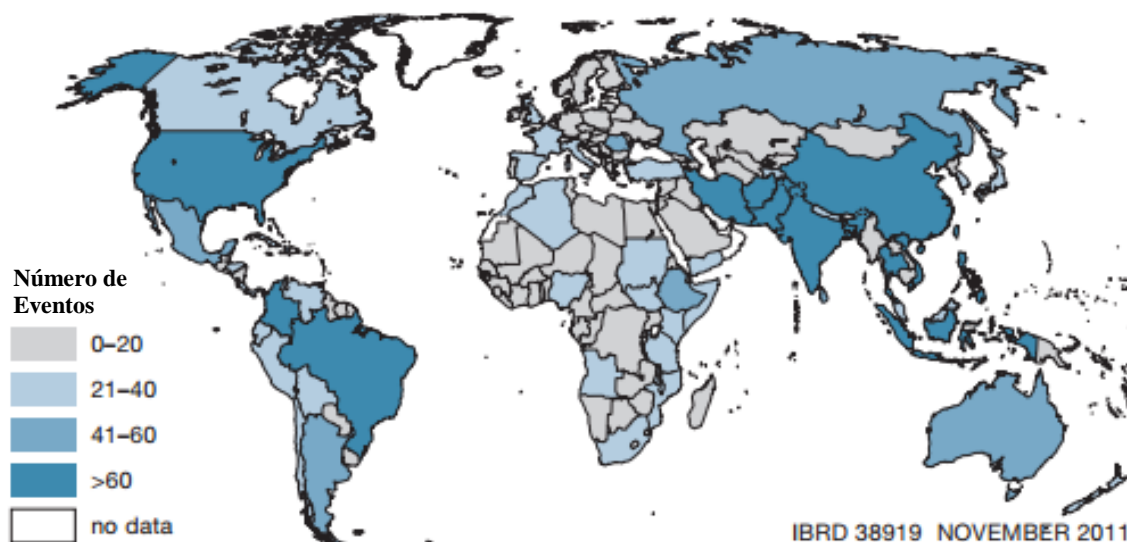
Segundo a United Nations - UNESCO (2011), as inundações afetam cerca de 520 milhões de pessoas anualmente em todo o mundo e são responsáveis por mais de 25 mil mortes por ano.

The International Disaster Database EM-DAT (2013), indica que 2003 a 2012 a média mundial de desastres causados por inundação registrada foi de 172 eventos quanto que somente em 2013 foram registrados 145 ocorrências.

Ainda segundo EM-DAT (2013) relacionando-se aos outros tipos de desastres as inundações estão em primeiro com o maior número de ocorrências registradas em todo mundo.

A Figura 4 é o mapa mundial com a quantificação de incidências de desastres naturais significativos para as regiões mais atingidas de cada continente, entre os anos de 1970 a 2011.

Figura 4 - Ocorrência de inundações, entre 1970-2011.



Fonte: EM-DAT-CRED (2013).

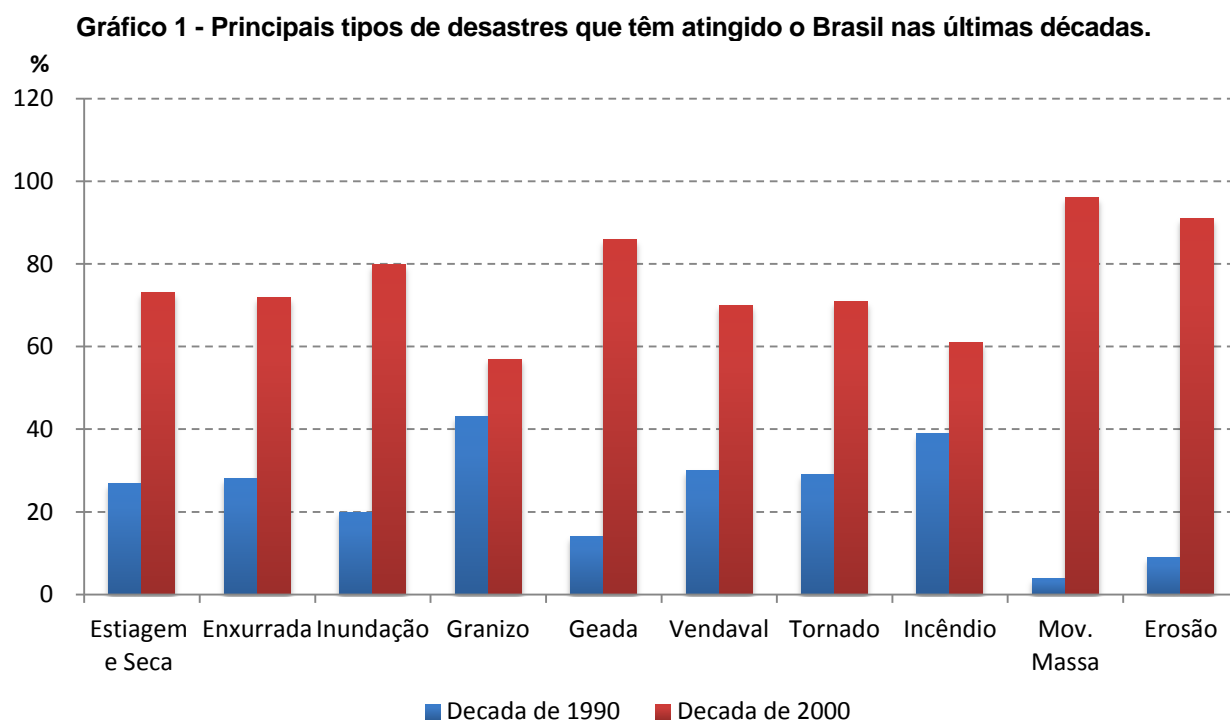
Em 2013 o número de pessoas mortas por inundações foi da ordem de 9,816 milhões, o mais alto índice da década, isso representa 45,4% do universo de mortalidade por desastres, também são contabilizadas os danos por perdas materiais que somam 25.35 bilhões de dólares para inundações ocorridas entre 2003 a 2012, e 53.90 bilhões de dólares para as ocorridas em 2013 (EM-DAT, 2013).

Organizações mundiais, que mantêm programas voltados à mitigação de impactos relacionados aos eventos de inundações, tais como: Organizações das Nações Unidas (ONU), UNESCO, WMO e Organização Mundial da Saúde (OMS), indicam que a mitigação destes desastres é um dos principais desafios para a redução da pobreza e para o alcance de sustentabilidade ambiental no mundo. No entanto, estudos indicam que haverá acréscimo no número de eventos de inundações, principalmente, nas áreas de risco localizadas nos países em desenvolvimento.

De acordo com a ONU, o número de pessoas que vivem em áreas de risco e estão vulneráveis a inundações deverá ser de dois bilhões até 2050.

Atualmente um bilhão de pessoas vivem em zonas de elevado risco de inundações e a maioria encontra-se entre as mais pobres do planeta.

No contexto nacional nas últimas décadas o índice de eventos catastróficos que culminaram em perdas de bens e vidas tem aumentado bastante, principalmente pelo fato do Brasil, até pouco tempo, ser apontado como um dos países menos vulneráveis a desastres naturais. Conforme o Gráfico 1 observa-se que as inundações têm despontado entre os eventos de desastres registrados no Brasil, como os de maior ocorrência.



Fonte: Adaptado de Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC (2013).

De acordo com o IBGE (2013), 56,0% dos municípios Brasileiros sofreram com inundações na área urbana de 2009 a 2013. Destaca-se que 38,6% dos municípios brasileiros tiveram inundações em áreas não são usualmente inundáveis, afetando diretamente a populações que não estavam expostas ao risco.

Dos 2.419 municípios Brasileiros que declararam sofrer com inundações e/ou alagamentos entre 1991 a 2012, 60,7% informaram haver ocupação urbana em áreas inundáveis naturalmente por cursos de água e 48,1% informaram a existência de áreas urbanas irregulares em áreas de baixios naturalmente inundáveis (UFSC, 2013).

Segundo Swiss Re (2011), em média as maiores inundações no Brasil matam 120 pessoas por ano e causaram perdas econômicas na ordem de 250 milhões de dólares. O Quadro 1 apresenta um breve histórico dos desastres ocorridos no Brasil,

ocasionados por inundações e/ou enchentes nos últimos anos, que tiveram maior repercussão devido à magnitude de perdas e danos causados a população.

Quadro 1 - Histórico dos principais desastres por inundação e/ou enchente ocorridos no Brasil na última década.

2008	
Santa Catarina	
Causas	Danos
Chuvas Intensas em novembro Cheia do Rio Itajaí. O nível de água no Vale do Itajaí subiu 11,52 m	60 cidades foram atingidas 1,5 milhões de pessoas atingidas, 135 mortes, 9,390 habitantes foram forçados a sair de suas casas para que não houvesse mais vítimas e 5,617 pessoas ficaram desabrigadas.
2011	
Rio de Janeiro – Região Serrana	
Causas	Danos
Temporal - Fenômeno Meteorológico Ocupação humana irregular em encostas e o corte da vegetação deixam o solo mais suscetível à infiltração da água.	Municípios mais afetados foram Nova Friburgo, Teresópolis, Petrópolis, Sumidouro, São José do Vale do Rio Preto, Bom Jardim e Areal; 916 mortes; 345 desaparecidos; 35 mil desabrigados .
2013	
Minas Gerais e Espírito Santo	
Causas	Danos
Chuvas Intensas antecedidas por período seco	155 municípios afetados 46 vítimas fatais; 54 mil desabrigados.

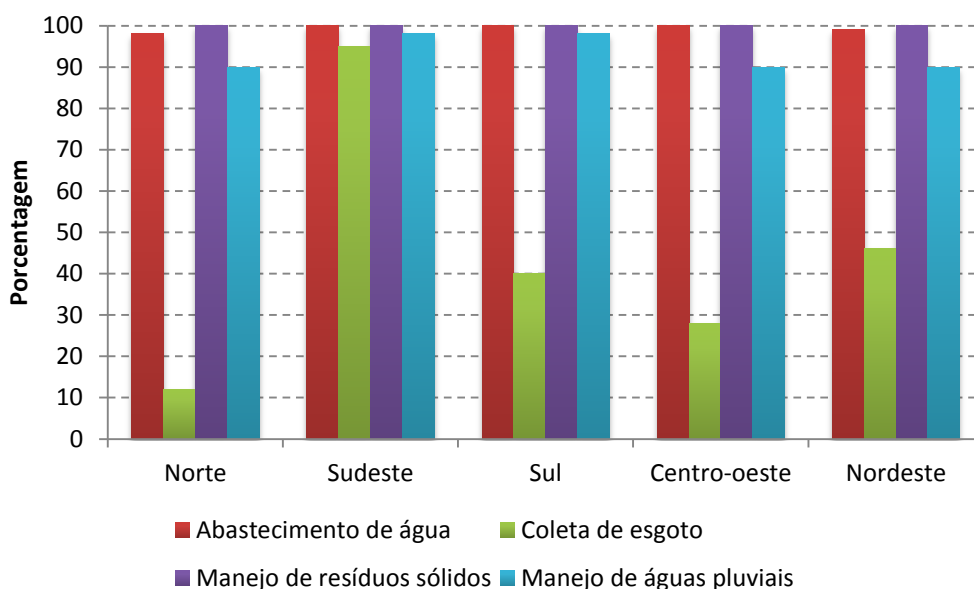
Fonte: Pesquisa bibliográfica, 2014.

UFSC (2013), indica que a resposta para a mudança do cenário de grandes prejuízos causados pelas inundações nos centros urbanos brasileiros, está vinculada a redução dos riscos de inundação a partir da gestão adequada dos sistemas de manejo de águas pluviais pelo poder público.

Em contra partida aos dados de ocorrência de inundações apresentados, UFSC (2013) mostra que 90% dos municípios brasileiros fazem manejo de águas pluviais (Gráfico 2).

É interessante ressaltar que além do alto índice de municípios brasileiros atendidos por serviço de manejo de águas pluviais, a conservação e manutenção periódica das unidades que compõem o sistema de drenagem, tais como, bocas de lobo, redes coletoras, emissários, canais, dispositivos de amortecimento de vazão, bacias de dissipação de energia e outros, são regulares em 85,5% dos municípios que fazem manejo (IBGE, 2013).

Gráfico 2-Proporção de municípios atendidos por serviços de saneamento básico



Fonte: Adaptado de IBGE, 2013.

Pode-se constatar que o Brasil possui em todas suas regiões um bom índice de atendimento e manutenção dos sistemas de drenagem urbana.

No entanto, surgiu um dos maiores questionamentos, quando o assunto é gestão das águas pluviais em meio urbano: “apesar dos bons índices, por que a cada ano os problemas com inundações vêm crescendo nas grandes metrópoles brasileiras?”.

Diversas variáveis compõem essa resposta, porém, a ocupação intensa e desordenada do solo urbano desponta, como o fator mais agravante em 43,1% dos municípios brasileiros (IBGE, 2013). Sabe-se que na maioria das vezes é econômico e socialmente inviável a desocupação/desapropriação das planícies de inundações, que foram densamente ocupadas ao longo de décadas. Assim, no ponto de vista da gestão, é necessário edificar soluções estruturais e não estruturais, a partir da

incorporação de dispositivos de prevenção e contenção de cheias ao sistema de drenagem urbana.

Além de dispositivos de contenção são importantes para a qualidade do manejo das águas pluviais as informações hidrológicas (ou fluviométricas) destinadas a realizar o monitoramento dos cursos d'água e medições regulares de vazão que permitam a atualização da curva de descarga em um determinado ponto. São ainda importantes o uso de informações meteorológicas (ou pluviométricas) que revelem a intensidade das chuvas que ocorrem em certo lugar em certo período de tempo. Essas últimas, associadas às informações hidrológicas, auxiliam no planejamento de ações de contenção e amortecimento das águas em meio urbano, quem podem evitar desastres decorrentes das inundações.

No entanto, essas informações são negligenciadas, apesar da sua fundamental importância, apenas 11,4% dos municípios brasileiros que fazem manejo de águas pluviais usam informações fluviométricas. Em relação ao uso de informações pluviométricas, apesar de serem mais usadas do que as hidrológicas, o percentual de municípios que fazem uso dessas informações ainda é pequeno, 28,3% dos municípios. (IBGE, 2013).

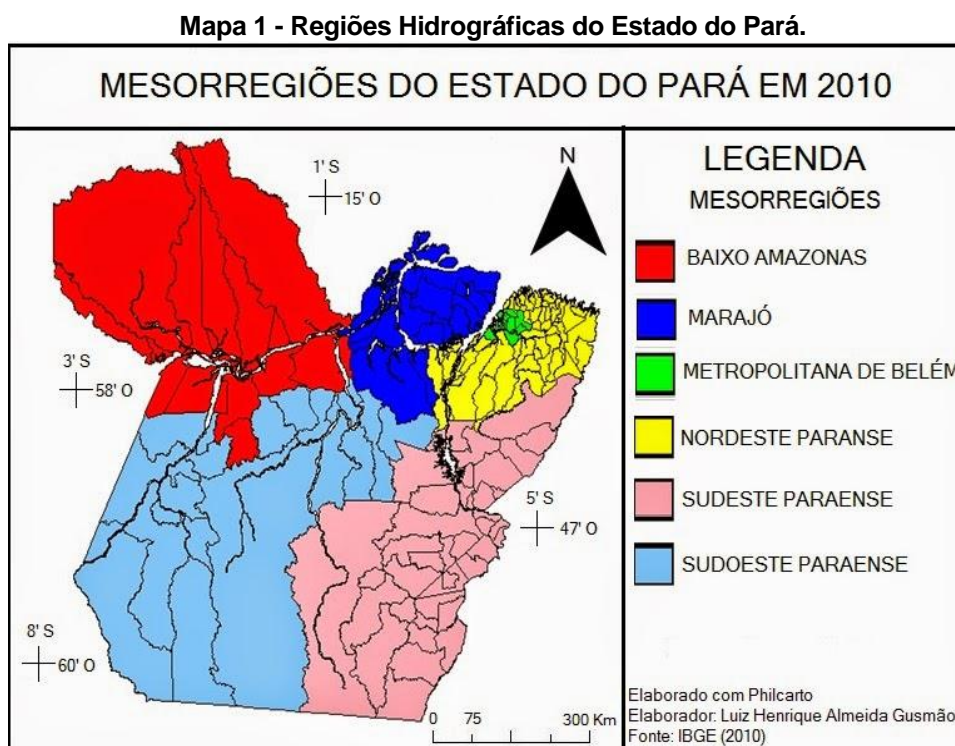
O equacionamento das inundações em meio urbano é uma questão de alta complexidade na gestão das águas pluviais. Sabe-se que cada vez mais esse tipo de desastre tem atingido a população que fica alarmada pela intensidade dos eventos e pela vulnerabilidade das comunidades diante deles. Porém, com base na experiência de outros países, percebe-se que há condições de direcionar esforços para alcançar o objetivo de proteger as comunidades.

Segundo especialistas, antes da realização de grandes projetos de estruturais, como obras monumentais de contenção de inundações, profissionais devem estudar e compreender a dinâmica de interação entre o clima, balanço hídrico e urbanização. Portanto, sabe-se que a sociedade não é capaz de interromper ou modificar as alterações no meio ambiente, mas pode reduzir os riscos de exposição e seus respectivos impactos. Para isso é necessário a construção de infraestrutura, além da resiliência de cada cidadão, a fim de se desenvolver uma cultura nacional de previsão e gerenciamento de inundações a partir do progresso na ciência e na tecnologia, visando assegurar a efetiva preparação contra os desastres e reduzir os efeitos dos mesmos.

4.2 OS REFLEXOS DAS INUNDAÇÕES REGIONAIS

De acordo com características locais, o Estado do Pará divide-se em seis mesorregiões: Baixo Amazonas, Marajó, Metropolitana de Belém, Nordeste, Sudeste e Sudoeste, conforme Mapa 1. Contudo, nesse estudo a ênfase será na Região Metropolitana de Belém - RMB², onde se localiza a bacia proposta para estudo de caso (Bacia Hidrográfica do Igarapé Tucunduba), consoante ao Mapa 2.

O “Pará é o segundo maior estado brasileiro em extensão territorial, dividido em 144 municípios, com a capital Belém, ocupando aproximadamente 1.247.950,003 Km², o que corresponde a 16,66% do território brasileiro e 26% da Região Amazônica” (IBGE, 2010 apud UFSC, 2011, p.18).



Fonte: <http://geocartografiadigital.blogspot.com.br.html> (2015).

O Pará segue a tendência nacional relacionada à urbanização, com população de 8.132.653 habitantes e densidade demográfica de 6,07 hab/Km², considerada alta para região Norte, que possuía densidade demográfica mais baixa do Brasil, com 4,13 hab/Km². No entanto, a região Norte se destaca das demais regiões do país com taxa

² As regiões metropolitanas “constituem-se por municípios limítrofes e são instituídas com vistas a integrar a organização, o planejamento e a execução de funções públicas de interesse comum” (Anuário Estatístico de Saúde, 2011). Belém juntamente com Ananindeua, Marituba, Benevides e Santa Bárbara do Pará formam a Região Metropolitana de Belém.

de crescimento populacional de 22,98%, no período de 2000 a 2013, acima inclusive, da porcentagem nacional de 12,33%. Já a taxa de crescimento do Estado do Pará atingiu 22,54%, entre 2000 a 2010, aproximando-se da taxa regional. A população paraense é predominantemente urbana, com universo de 65,77%, em contrapartida a taxa de população rural é de 34,23% (IBGE, 2015).

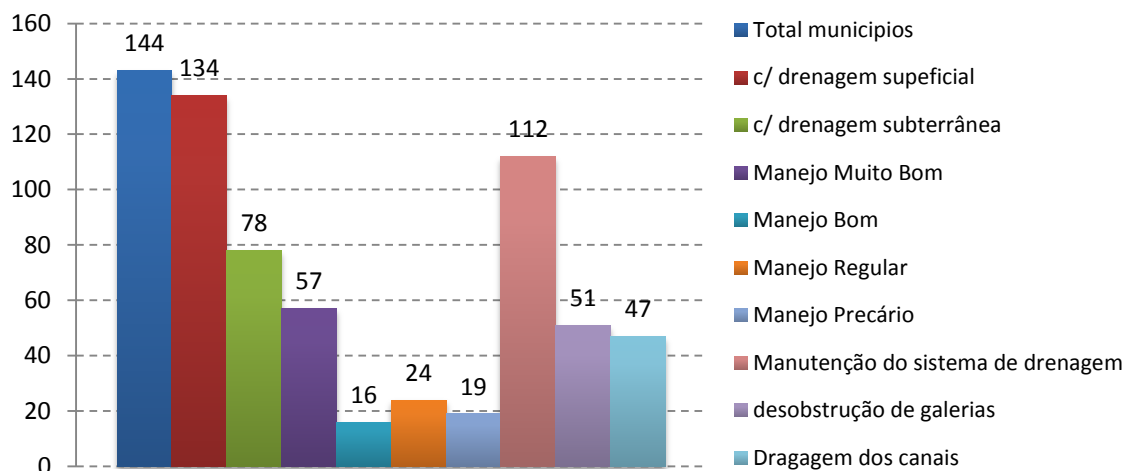
Segundo UFSC (2013), o estado do Pará possui 248 aglomerados subnormais³, que se encontram situados em 13 dos municípios paraenses, na região, em grande parte desses municípios, os aglomerados subnormais se formaram em áreas ribeirinhas, sujeitas a inundações periódicas. Quanto aos domicílios particulares ocupados em aglomerados subnormais, 14,4% estão localizados na região Norte (10,1% no Pará).

O uso de ferramentas de integração e gestão da drenagem urbana, como: acompanhamento das condições meteorológicas e monitoramento do nível dos rios. As capitais da Região Norte inserem-se entre as que possuem o menor índice de disponibilidade de dados metrológicos e informações hidrológicas no País. Segundo ANA (2013) – Hidroweb, a maior bacia hidrográfica do País, a do Rio Amazonas, onde insere-se o estado do Pará, apresenta a pior relação entre estações pluviométricas e fluviométricas em funcionamento versus área coberta, considerando sua extensão, magnitude e importância hídrica em relação às demais. Santos (2008) indica que no estado do Pará a rede hidrológica atual é bastante incipiente e reduzida, contemplando apenas os cursos d'água principais, sua distribuição é bastante homogênea e o difícil acesso aos dados dessas estações é um ponto que se deve ponderar.

De acordo com o IBGE (2013), no que se refere às condições dos sistemas de drenagem e ao manejo das águas pluviais dos municípios paraenses, segundo os índices observados (ver gráfico 3), o atendimento dos municípios do estado do Pará pode ser classificado bom, em relação à média nacional⁴

³ Entende-se como habitações que ocupam terrenos de propriedade alheia, são dispostas de forma desordenada, comumente densa e não possuem acesso a serviços públicos essenciais.

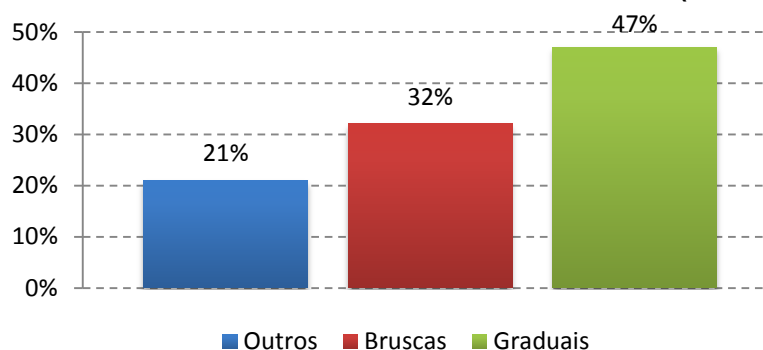
⁴ Os dados referentes à média nacional são disponibilizados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, em documento intitulado Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, ano de edição 2008.

Gráfico 3— Situação da Drenagem Urbana no Estado do Pará.

Fonte: Adaptado de IBGE (2013).

No entanto, assim como nas demais regiões brasileiras, os municípios paraenses têm sofrido sérios danos devido ao acréscimo dos eventos de inundação dos últimos anos. UFSC (2013), apresenta o levantamento dos eventos observados no estado, entre 1991 e 2012, e, indica que as inundações graduais diretamente relacionadas às cheias dos rios, é a tipologia de desastre natural, mais frequente e tida, como um dos maiores problemas do estado do Pará (Gráfico 4). São intensificadas por variáveis climatológicas de médio e longo prazo, e relaciona-se com períodos demorados de chuvas contínuas, esse fenômeno correspondem a 223 registros, equivalentes a 47% dos desastres naturais do estado.

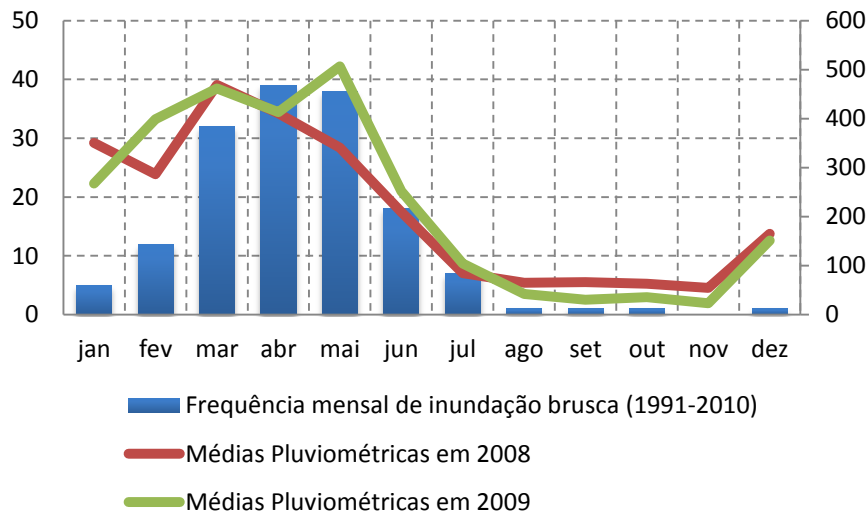
Inundações bruscas e alagamentos apresentam-se como a segunda categoria de maior ocorrência no estado, representam 32% dos registros, relativos a 155 episódios. Esses fenômenos naturais, comuns no Pará, costumam causar danos à população, a qualquer desequilíbrio mais acentuado no regime hídrico local que gera impactos significativos na dinâmica econômica e social do estado (UFSC, 2013).

Gráfico 4 - Desastres Naturais mais Recorrentes no Pará (1991-2012).

Fonte: Adaptado de UFSC (2013).

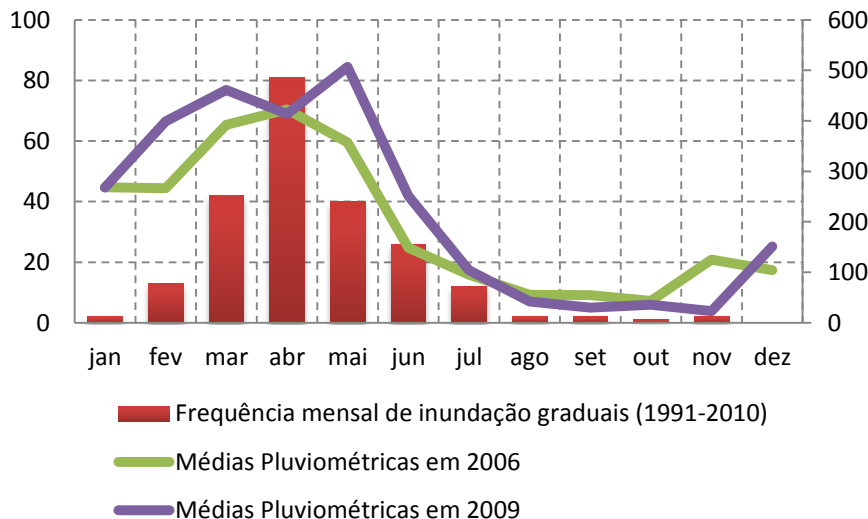
Ao analisar a frequência mensal dos episódios de inundações bruscas nota-se predominância nos meses de março, abril e junho, com 32, 39 e 38 registros, respectivamente, conforme demonstra o Gráfico 5 os meses com menos registros, de agosto a dezembro, correspondem ao período de menores acumulados de precipitações pluviométricas no Estado. Da mesma forma que as inundações bruscas, as inundações graduais também são frequentes no primeiro semestre, os meses de março, abril e maio apresentam maior recorrência dessa tipologia de desastre, com 42, 81 e 40 registros, respectivamente. As inundações graduais estão mais relacionadas aos períodos demorados de chuva contínua, do que com chuvas intensas e concentradas, conforme Gráfico 6 (UFSC, 2013).

Gráfico 5 - Influência da Precipitação nos Eventos de Inundações Bruscas no Estado do Pará.



Fonte: Adaptado de UFSC (2013)

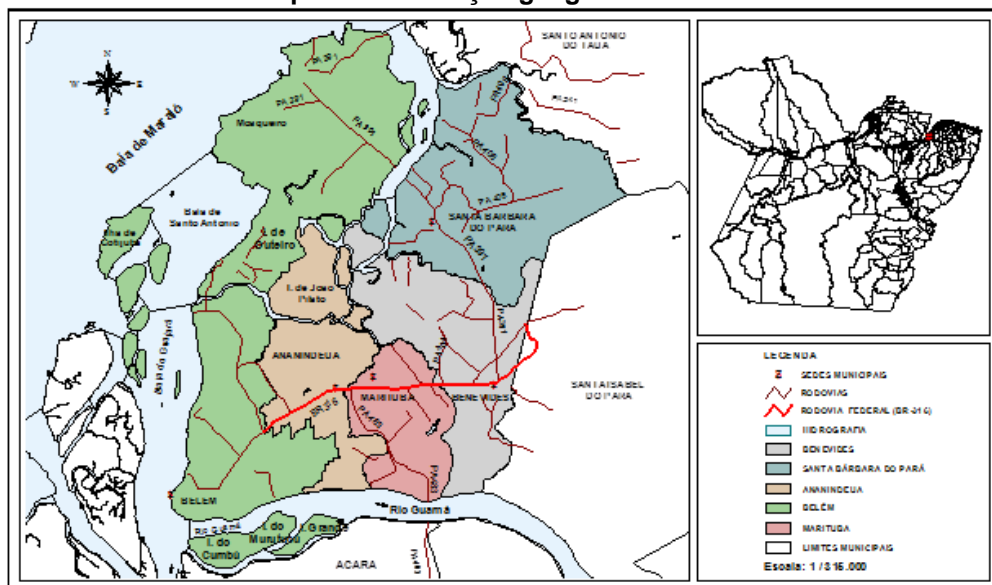
Gráfico 6 - Influência da Precipitação nos Eventos de Inundações Graduais no Estado do Pará.



Fonte: Adaptado de UFSC (2013).

A Região Metropolitana de Belém-RMB (Mapa 2), onde está localizada a bacia que será objeto do estudo de caso, Bacia do Tucunduba, recebe precipitações anuais que superam 3.000 mm, influenciadas pelas linhas de instabilidade que se formam ao longo da costa, forçadas pela circulação de brisa marítima. Essas maiores precipitações ocasionam as cheias dos rios e inundações das planícies fluviais. Conseqüentemente, o fenômeno das chuvas passa a causar danos humanos relacionados às inundações, em especial, nas comunidades ribeirinhas.

Mapa 2 - Localização geográfica da RMB.



Fonte: Adaptado de Companhia de Habitação do Pará (2003 apud PLANO DIRETOR DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM, 2006).

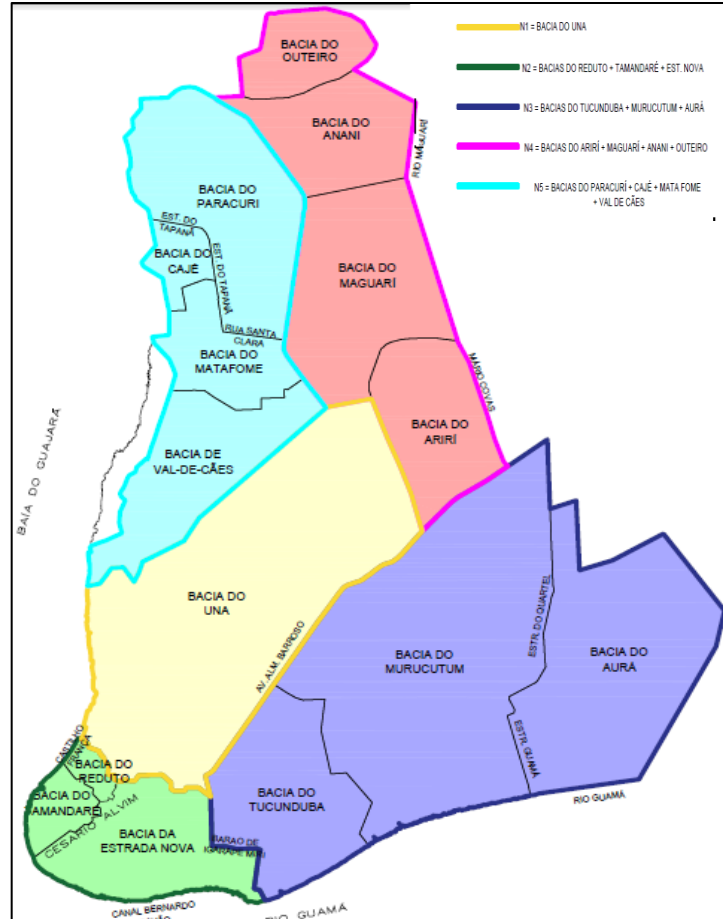
De acordo com a Secretaria Executiva de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente – SECTAM (s.d. apud SILVA, 2003), Belém encontra-se na sub-bacia do Rio Guamá⁵, da sub-região Guamá-Moju, que por sua vez encontra-se na Região Costa Atlântica – Nordeste.

Devido ao grande volume hídrico e a relação histórica de subsistência do povo amazônico com a água, os grandes centros urbanos da Amazônia desenvolveram-se prioritariamente às margens de rios, como é o caso de Belém, localizada no vértice do estuário formado por duas grandes massas de água: Baía do Guajará ao Norte e Rio Guamá ao Sul, que recebem influência do rio Amazonas e do Oceano Atlântico, tendo seu crescimento urbano originado a partir da orla fluvial e sua caracterização pela

⁵ A sub-bacia do Rio Guamá possui área de drenagem de 14.851 Km² e é composta pelos municípios de: Acará, Barcarena, Benevides, Capitão Poço, Castanhal, Ourém, Bujaru, São Domingos do Capim, Santa Isabel do Pará, Santa Luzia do Pará, entre outros.

ocupação e impermeabilização dos fundos de vales. A RMB é composta por 40 bacias de drenagem, das quais 15 se encontram no município de Belém (Mapa 3).

Mapa 3 - Bacias de drenagem do município de Belém.



Fonte: Secretaria Municipal de Saneamento-SESAN (2010).

A topografia local divide a cidade em regiões de “terras secas” e “terras inundadas”, partindo de um grande divisor de águas formado pelo “espigão” das Avenidas Presidente Vargas, Nazaré, Magalhães Barata, Almirante Barroso e Rodovia BR-316. Os bairros que se encontram ao norte desse “espigão” drenam para baía do Guajará e pertencem às bacias do Centro Comercial de Belém – o Comércio (bairro da Campina), da Avenida Almirante Tamandaré, do bairro do Reduto, da Bacia do Armas ou da Avenida Doca de Souza Franco e do UNA. As bacias que se encontram ao sul do “espigão” drenam em direção ao Rio Guamá, além de outras menores como: as bacias da Estrada Nova e do Tucunduba.

As áreas naturalmente suscetíveis à inundação são caracterizadas pelo termo “baixadas”, sendo essas, terrenos com cotas abaixo de 4 m em relação ao nível do

mar. Tais áreas chegam a compor 40% do espaço mais valorizado da cidade (RIBEIRO; PROST, 2003 apud SANTOS, 2003).

Nas baixadas encontram-se problemas como: elevada densidade demográfica formada por uma população de baixa renda, habitações subnormais, dificuldade na implantação de sistemas convencionais de água potável, de esgoto sanitário e de coleta de lixo, assim como de energia elétrica com redes de alta tensão, além da carência de equipamentos urbanos de educação e (LEGISLAÇÃO..., 2015).

De acordo com Santos (2010), os primeiros registros de inundações e alagamentos considerados de grande magnitude em Belém, datam do início da década de 70, período no qual foi intensificada a expansão urbana na capital. Segundo Instituto Nacional de Meteorologia - INMET (CEASA apud SANTOS, 2010), nessa mesma década foram registrados eventos com intensidade de 118,2 mm, 75,6 mm e 22,5 mm nos meses de janeiro, fevereiro e março, suficientes para inundar parte considerável da cidade, causando inúmeros prejuízos à população.

Desde então, as populações das sub-bacias que tem influência direta da baía do Guajará e Rio Guamá, vem sofrendo com periódicos eventos de inundação. A intensificação dos eventos está relacionada principalmente aos fenômenos de urbanização e ocupação desordenada e irregular das áreas de várzea. Porém, Belém possui agravantes naturais, o município é formado por 39 ilhas que compõem 65,64% de sua área, a parte continental é entrecortada por uma densa rede hídrica (rios, furos, igarapés, igapós, canais urbanos, etc), possui características de relevo predominantemente plano, dificultando o escoamento das águas, além dos altos índices pluviométricos registrados anualmente.

A baixa declividade da rede hídrica é agravada pela influência do regime de marés do rio Guamá e da baía do Guajará sobre a rede de drenagem, faz com que se estabeleça uma barragem hídrica quando são elevados os níveis de maré, causando a paralisação do sistema de escoamento da cidade, em que a consequência mais crítica ocorre quando se dá a coincidência com o período de chuvas intensas (LEGISLAÇÃO..., 2015).

A Figura 5, apresenta registros das inundações ocorridas em áreas consideradas emblemáticas no município, devido à incidência periódica de inundações ocorridas no período chamado de inverno amazônico (dezembro a maio). As áreas

adjacentes da bacia do Tucudunba estão entre as mais afetadas, e que possuem maior número de registros bibliográficos.

Figura 5 - Inundações no Centro Urbano de Belém



A

Rua dos Mundurucus-2011



B

Tv. 14 de Março - 2011



C

Av. João Paulo II - 2012



D

Av. Doca de Souza Franco - 2013



E

Av. Alm. Tamandaré - 2013



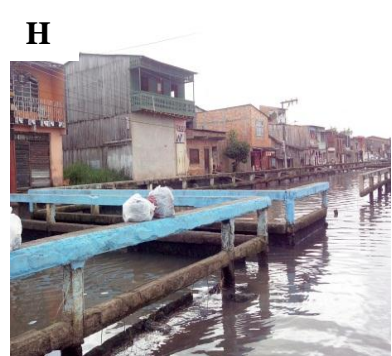
F

Centro Comercial - 2013



G

Área do Canal Tucunduba- 2011



H

Tv. Vileta (Tucunduba) – 2014



I

Rua José Leal Martins (Tucunduba) - 2012

Fonte: Pesquisa Bibliográfica (2014)

5 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Segundo o IBGE (2008), o termo manejo de águas pluviais, no âmbito da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico – PNSB refere-se ao sistema de drenagem e tem importância fundamental no planejamento das cidades dado que consiste no controle do escoamento das águas de chuva, para evitar os efeitos adversos que podem representar sérios prejuízos à saúde, à segurança, ao bem-estar da sociedade e ao meio ambiente.

A lei nº 11.445/07, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico, definiu sistema drenagem e manejo das águas pluviais urbanas como medidas tomadas através do conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais urbanas.

De acordo com Tucci & Genz (1995), o controle das enchentes urbanas é um processo permanente, que deve ser mantido pelas comunidades, visando à redução do custo social e econômico dos impactos. O controle não deve ser visto como uma ação isolada seja no tempo ou no espaço, mas como uma atividade em que a sociedade, como um todo, deve participar de forma contínua.

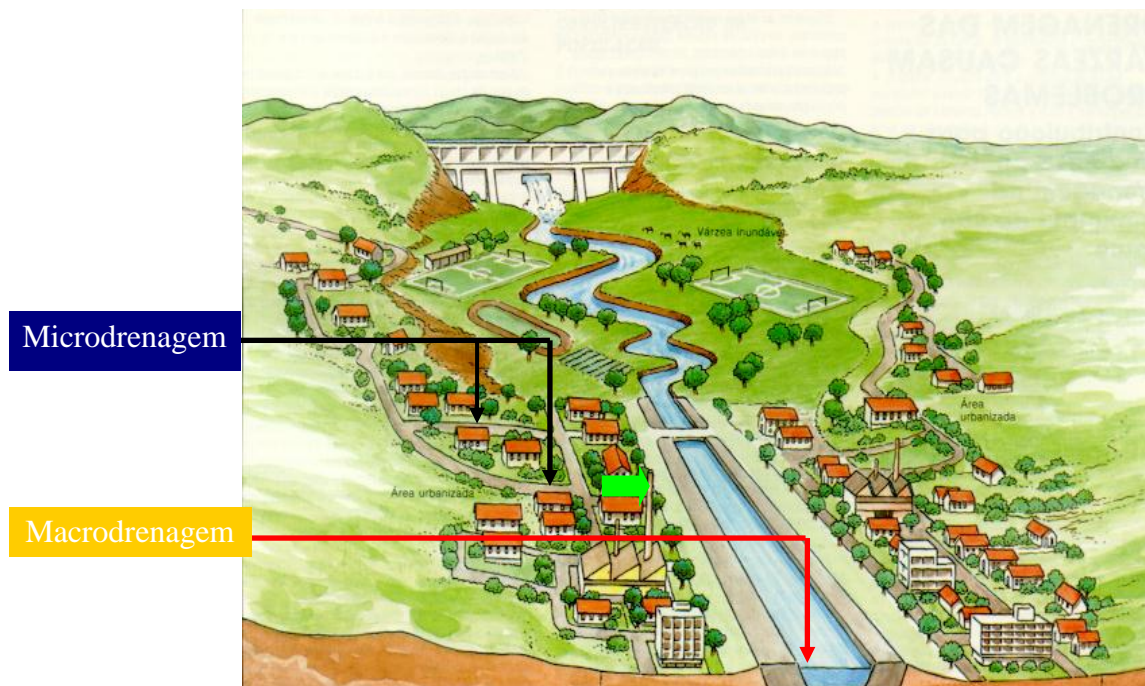
Segundo Bidone & Tucci (1995), a microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais em nível de loteamento ou rede primária urbana. Para Martins (1995), as estruturas de macrodrenagem destinam-se à condução final das águas captadas pela drenagem primária, dando prosseguimento ao escoamento dos deflúvios oriundos das ruas sarjetas, valas e galerias, que são elementos englobados como estruturas de microdrenagem.

Normalmente, as obras de macrodrenagem constituem-se na retificação e ampliação das seções de canais naturais, construção de canais artificiais ou galerias de grandes dimensões, ainda em estruturas auxiliares para controle, dissipação de energia, amortecimento de picos, proteção contra erosões e assoreamento, travessias e estações de bombeamento.

Na literatura, são descritos dispositivos alternativos para o controle de cheias urbanas, tais como, pavimentos porosos, o armazenamento de água em telhados, construção de pequenos tanques residenciais e poços subterrâneos, que produzem a redução distribuída do efeito da urbanização (TUCCI, 1995).

É importante ressaltar que os sistemas de micro, macro e na fonte trabalham de forma integrada o que faz com que o mau funcionamento de um elemento, reflita na eficiência de todo sistema (Figura 6).

Figura 6 - Visão geral do sistema de drenagem.



Fonte: Garcia (2003).

O controle distribuído ou na fonte é o tipo de sistema que atua sobre o lote, praças e passeios, pode ser considerado como parte do sistema de microdrenagem, pois possui ação local, no entanto a grande diferença está na ação das estruturas que possuem o conceito de retardamento e redução do escoamento o que se opõe a concepção do sistema de microdrenagem tradicional. A figura 7 apresenta exemplos de estruturas de controle distribuído ou na fonte, comumente empregadas em meio urbano.

Figura 7 – Medidas de controle do escoamento na fonte



A Armazenamento de água do telhado

B Pavimento permeável

Fonte: WSUD Technical Design Guidelines for South East Queensland (2006).

O sistema de microdrenagem possui o papel de captar as águas pluviais e transferir o escoamento o mais rápido possível para jusante, por meio de galerias até o deságue em córregos, rios ou canais. A rede de microdrenagem tem como componentes principais as galerias, guias, sarjetas, boca-de-lobo e poço de visita. A Figura 8, apresenta exemplos de elementos que compõe o sistema de microdrenagem.

Figura 8– Encontro de vias e esquema de drenagem.



A Galeria

B Sarjeta

C Boca-de -lobo

Fonte: Google (2015).

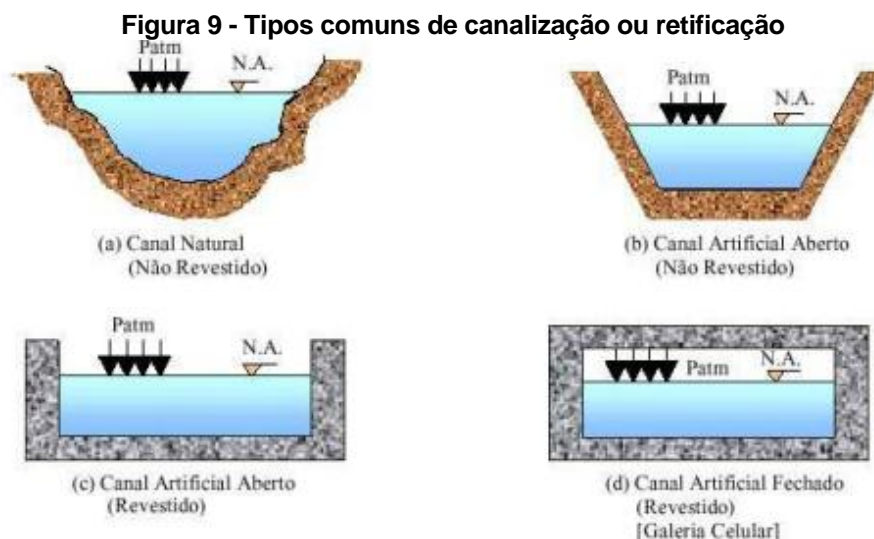
O sistema de macrodrenagem recebe as contribuições das regiões de entorno, no entanto, o principal ingresso da água no sistema é proveniente da rede de microdrenagem. Normalmente o sistema de macrodrenagem é adaptado a talvegues naturais, sendo que na grande maioria dos casos encontra-se em regiões mais baixas e potencialmente sujeitas a inundações. Para evitar transtornos relacionados a inundações, o sistema de macrodrenagem é dimensionado para comportar volumes de chuvas com período de retorno entre 25 a 100 anos.

A macrodrenagem envolve bacias com área média entre 2 km² a 200 ha. Estes valores não devem ser tomados como absolutos, devido à malha urbana possuir diferentes configurações. A contribuição do escoamento superficial e subterrâneo é composta pela drenagem de áreas urbanizadas e não urbanizadas.

O planejamento da drenagem urbana na macrodrenagem envolve a definição de cenários, medidas de planejamento, de controle de cheias e estudos de alternativas de projeto.

Quanto às medidas de controle, a utilização de medidas estruturais como canalização, reservatórios de amortecimento, diques e medidas não estruturais como zoneamento de áreas de inundações, através da regulamentação de uso do solo, ocupação com áreas de lazer, educação ambiental dentre outras, são ferramentas fundamentais na gestão das águas pluviais urbanas. No que tange a engenharia de controle de inundações, as principais medidas de macrodrenagem são estruturais e podem ser divididas em duas classes, medidas de afastamento de cheias e medidas de contenção de cheias:

Medidas de afastamento de cheias: É composta pela canalização ou retificação de cursos d'água, tem a função de levar o escoamento para jusante, os tipos de canalização ou retificação são diversos (Figura 9).



Fonte: Google (2015).

Figura 10 - Aplicação de estruturas de canalização em meio urbano.



Canal natural



Canal retificado



Canal retificado revestido



Canal fechado com aduelas

Fonte: Google (2015).

Medidas de contenção de cheias: É composta por estruturas como, bacias de retenção ou detenção, diques, soleiras, reservatórios, comportas e bombeamento. As medidas tem a função de auxiliar no amortecimento das ondas de cheias a fim de evitar as inundações.

Figura 11 - Exemplos de estruturas de contenção.



Bacia de retenção



Bacia de detenção



Soleiras



Comportas



Bombeamento



Dique

Fonte: Google (2015).

Por fim, dentre os vários aspectos que envolvem o bom funcionamento de um sistema de macrodrenagem, destaca-se o primordial, o planejamento estratégico que deve ocorrer de forma integrada, ainda na fase de elaboração do projeto, considerando as obras civis como parte de um todo, que envolve ações, obras, programas sociais e ambientais, integração dos sistemas de drenagem, medidas preventivas quanto manutenção, planejamento de uso e ocupação do solo, entre outros.

6 ANÁLISE DOS SISTEMAS COMPLEXOS DE DRENAGEM URBANA

Segundo Canholi (2005), deve-se considerar a drenagem um fenômeno de abordagem regional.

A drenagem é também uma questão de alocação de espaços, o autor acrescenta ainda que o gerenciamento deve garantir a sua sustentabilidade institucional, econômica e ambiental, as soluções devem ser flexíveis e prever as eventuais necessidades de modificações futuras.

Os sistemas de drenagem das grandes cidades brasileiras podem ser denominados de complexos, pois o modelo de desenvolvimento urbano das metrópoles tratou a drenagem urbana de maneira acessória, além disso, o modelo de crescimento urbano gerou impermeabilização, ocupação de zonas mais baixas nas cidades, construção de “vias de fundo-de-vale”, retificação de córregos e canalização de meandros, o conjunto dessas ações provocou além da aceleração do escoamento, o aumento considerável dos picos de vazão e conseqüentemente, das inundações (CANHOLI, 2005).

As soluções adotadas para tais problemas, muitas vezes representam caráter localizado. Os trechos de canais ampliados reduzem o prejuízo da área afetada, porém, causam outros a jusante, ou seja, a várzea utilizada para armazenamento nos períodos de cheia, suprimida pelas obras de urbanização, será sempre requerida à jusante, no entanto, muitas vezes o custo para revitalização da várzea se torna impraticáveis, devido a intensa ocupação, levando especialistas em busca de soluções alternativas ao armazenamento do volume de cheia.

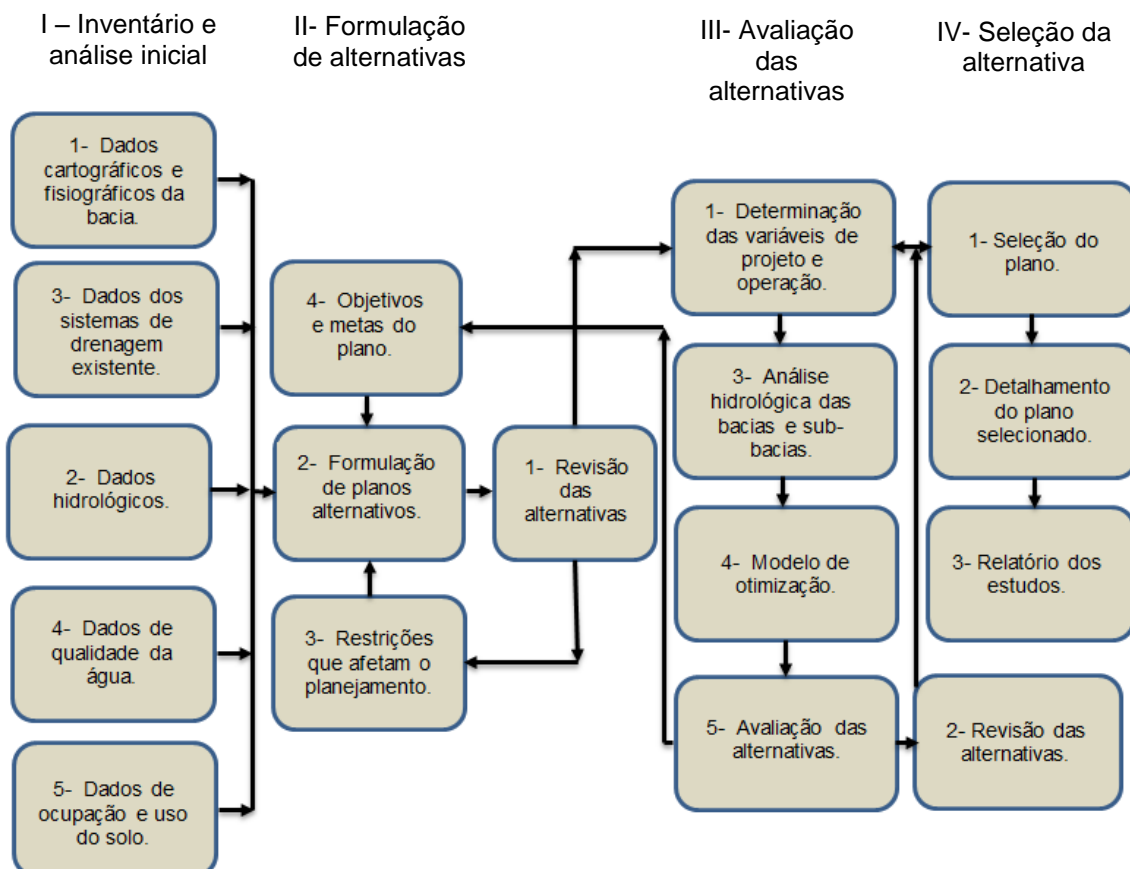
Diante desse cenário, o estudo e a aplicação de novas soluções estruturais, notadamente para a adequação dos sistemas de drenagem urbana existentes, ganharam grande impulso nas últimas décadas. Embora a literatura estrangeira seja pródiga em exemplos de aplicação de conceitos “inovadores”, no Brasil, a aplicação desses conceitos ou mesmo a especulação de suas aplicabilidades ainda é incipiente.

Assim, para a conveniente seleção entre as diversas alternativas possíveis dentro do planejamento da drenagem urbana, é necessário escolher uma política ou partido de atuação que determine as decisões presentes e futuras (CANHOLI, 2005).

Visando a consolidação de tais políticas, é preciso dispor de critérios gerais de projeto, operação e manutenção. Também são importantes os dados físicos da bacia, hidráulicos, hidrológicos, de uso e ocupação do solo, quantidade da água, a regulamentação para a aprovação de projetos no âmbito da bacia, os planos de financiamento e as políticas físicas (CANHOLI, 2005).

Em síntese, esse estudo global deve diagnosticar os problemas existentes ou previsíveis dentro do horizonte de projeto adotado, e determinar, hierarquizar e redimensionar as soluções mais adequadas do ponto de vista técnico, econômico e ambiental. De acordo com Wanielista e Yousef (1993 apud CANHOLI, 2005) são necessárias pelo menos cinco verificações antes que um planejamento de drenagem seja julgado aceitável, a saber: viabilidade técnica, econômica, financeira, política e social (visualizar Esquema 1).

Esquema 1 – Planejamento de Sistemas de Drenagem Urbana.



Fonte: Adaptado de Wanielista e Yousef (1993 apud CANHOLI, 2005).

A drenagem urbana no Brasil ainda encontra-se no estágio de desenvolvimento de práticas ligadas ao controle quantitativo das águas pluviais em meio urbano. Portanto, essa pesquisa pretende enfatizar a importância do equacionamento

abrangente dos problemas de drenagem em centros urbanos, bem como, apresentar e discutir alguns conceitos “inovadores” em nosso país com relação à abordagem hidráulico-hidrológica e estruturas de contenção de cheias, verificando a aplicabilidade desses conceitos, já utilizados em outros países na solução de problemas de inundação em cidades brasileiras.

7 MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRODINÂMICA

O modelo (Tucci, 2005) é “a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar respostas para diferentes entradas.” Desta maneira, para as emergências nas estruturas do sistema de drenagem urbana, empregam-se modelos para representar os processos hidrológicos e hidráulicos que resultam na previsão de impactos relacionados com estas estruturas. Possuem diversas formas de tratar o fenômeno a ser estudado, de acordo com as restrições e simplificações possíveis para cada evento. Para melhor analisar os eventos que levam à emergências no sistema de drenagem, tendo em vista definir suas características e entender suas consequências, podem ser empregados modelos de diversas fases do processo, desde a precipitação até o mapeamento da área inundada. Os modelos empregados neste estudo serão apresentados com mais detalhes a seguir.

7.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Para solucionar diferentes tipos de problemas na área de engenharia de recursos hídricos, é necessário avaliar o hidrograma de projeto resultante da ocorrência de uma ou várias tormentas sobre uma bacia hidrográfica. O hidrograma de projeto é uma das técnicas hidrológicas que compõem a vazão e o volume máximo de uma enchente. O mesmo é obtido com base na precipitação máxima ocorrida sobre uma bacia ou a partir de precipitação referenciada a um determinado risco e transformadas em vazão através de um modelo hidrológico.

A computação tornou possível o processo de transformação de precipitação em vazão e com o uso da ferramenta computacional pode-se transformar os modelos matemáticos necessários, com grande número de processos envolvidos, em ferramentas de uso simplificado. Os primeiros modelos surgiram nos anos 1950 e 1960, sendo eles o Streamflow Simulation and Reservoir Regulation System (SSARR) e o Stanford IV. Esses modelos retratavam o comportamento da bacia de forma qualitativa, utilizando-se equações empíricas para tal.

As variáveis de entrada mais utilizadas pelos modelos são a precipitação, evapotranspiração potencial e vazão. A precipitação é a principal variável de entrada, sendo que é também a variável com maior disponibilidade de dados. Com relação à evapotranspiração potencial, esta possui menor disponibilidade, no entanto, sua variabilidade espacial não é tão significativa. A variável vazão, normalmente é utilizada para calibração do modelo por meio do ajuste dos parâmetros, verificando-se o resultado com o valor de vazão disponível.

Dentre os softwares que têm sido mais utilizados nessa área, pode-se destacar o IPHS1, Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) e o Soil Moisture Accounting Procedure (SMAP). Desta forma, a seguir será apresentada uma descrição dos principais modelos utilizados por esses softwares.

O software IPHS1 foi desenvolvido pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Esse software possui em sua interface diferentes modelos com diferentes algoritmos entre os quais estão IPH II, Nash, SCS, HEC 1, isso permite ao usuário escolher para cada fase do processo chuva-vazão um algoritmo e compor seu próprio modelo, de acordo com a disponibilidade de dados. O IPHS1 pode ser aplicado para determinar o escoamento somente na superfície da bacia, seja ela rural ou urbana (BARTH et al., 1987) ou considera a propagação da vazão no rio, sendo que utiliza o método Muskingun-Cunge para canais. O sistema IPHS1 foi o escolhido devido à variabilidade de modelos disponíveis, o modelo selecionado foi SCS. O modelo é simples, possuindo parâmetros únicos CN, com ampla difusão bibliográfica, experiências de utilização e baseia-se em metodologias conhecidas de forma que seu uso para bacias com características diversas seja possível. O método SCS considera a propagação da vazão no rio, sendo que utiliza o método Muskingun-Cunge para canais.

O modelo HEC-1 desenvolvido para software HEC-HMS, desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers – USACE (2000) simula o processo de transformação de precipitação em escoamento superficial, realizando a descrição das bacias por meio de um sistema dendrítico. Nesse modelo, as bacias são separadas dos canais, de forma que para cada um, uma técnica de modelagem é utilizada. Quanto à parte meteorológica, há uma modelagem para os eventos de precipitação e outra para evapotranspiração. Para cada uma dessas etapas, diferentes métodos estão disponíveis para o usuário, informando os parâmetros necessários. O sistema HEC-

HMS é o conhecido como multi-modelo, pois em sua plataforma além do HEC-1, estão disponíveis modelos como Hidrograma triangular (SCS), reservatório linear simples, Clark, NASH (*Storm response models of Nash*).

O modelo utilizado pelo software SMAP é simples e trabalha com dados de precipitação diários e evapotranspiração potencial mensal. Para facilitar o processo de calibração do modelo, apenas um de seus parâmetros não possui correlação com uma característica física da bacia. No modelo, a infiltração e o escoamento superficial são calculados por meio do método do Soil Conservation Service - SCS utilizando-se o Curve Number – CN que é obtido de acordo com o tipo de solo, vegetação, cobertura e condição de umidade do solo. Após essa separação, o modelo segue com uma combinação de funções de transferência e reservatórios, que representam as diferentes zonas do solo (BRAGA; CONEJO; LOPES, 1982).

7.1.1 O Modelo do Soil Conservation Service (SCS)

Para obtenção dos hidrogramas e do volume de escoamento superficial, método proposto pelo Soil Conservation Service - SCS em 1972, que é um método simples e utilizado com muita frequência na determinação de chuvas excedentes. O modelo considera a determinação da precipitação efetiva a partir da quantificação da capacidade de infiltração do solo, assim possibilitando a separação do escoamento superficial do escoamento de base e conseqüentemente o cálculo do hidrograma triangular de escoamento superficial direto.

O algoritmo utilizado pelo método do SCS para determinar a precipitação efetiva:

$$\frac{(P - Q)}{S} = \frac{Q}{P} \quad (1)$$

Onde:

P - precipitação acumulada, [mm];

Q - escoamento direta, [mm],

S - perda potencial máxima ao início da tormenta. [mm].

Considera-se uma perda inicial (I_a) igual a quantidade de precipitação que não produz escoamento no início da tormenta. Restando as perdas iniciais (I_a) da precipitação acumulada (P) na expressão (1) e isolando Q , tem-se:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - 0,8S)} \quad (2)$$

I_a é considerada como 20% das perdas potenciais máximas:

$$I_a = 0,2 * S \quad (3)$$

Introduzindo a equação acima em (2), obtém-se:

$$Q = 0 \ ; \ P < I_a$$

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P - 0,8S)} \ ; \ P > I_a \quad (4)$$

Para calcular o S , a variável Curve Number (CN) deve ser determinada e corresponde à capacidade máxima de infiltração do solo. O CN varia de 1 a 100, normalmente, para as condições urbanas o CN, situa-se entre 35 e 98, sendo o limite inferior para condições de solo com alta taxa de infiltração e com pouco escoamento, já o limite superior é para condições de solo de baixa taxa de infiltração e alto escoamento superficial.

Para se determinar o valor de CN das sub-bacias, foi utilizada a Equação (5), que relaciona a variável S (máxima capacidade de retenção de água do solo após o início do escoamento), com um fator CN, que é um fator referente ao uso e manejo do solo.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (5)$$

O método indicado pelo SCS divide os tipos de solo em quatro grupos hidrológicos (TUCCI, 1993), como pode ser visualizado no Quadro 2.

:

Quadro 2- Tipos de Solo segundo a Classificação do SCS

Tipo de Solo	Descrição
A	Solos de baixo escoamento superficial e alta infiltração; solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%; não há rochas, nem camadas argilosas, nem mesmo densificadas, até a profundidade de 1,5 m; o teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.
B	Solos menos permeáveis do que o anterior; solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2% e 1,5%. Não pode haver pedras, nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial.
C	Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no tipo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.
D	Solos argilosos (30-40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como os do tipo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizontal de seixos rolados.

Fonte: Tucci (1993).

Através da Tabela 2, é possível determinar a condição média de umidade antecedente para os eventos. Conforme Cacela Filho (2007), para o solo da bacia do Igarapé Tucunduba, o grupo hidrológico que ele se enquadra será o grupo A e D.

Tabela 2 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas – Resumido.

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	61	74	80
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestais: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições.				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva em 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritório	89	92	94	95
Zonas residenciais				
Lotes de (m²)				
	% média impermeável			
≤ 500	65	77	85	90
1.000	38	61	75	83
1.300	30	57	72	81
2.000	25	54	70	80
4.000	20	51	68	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos	98	98	98	98
Arruamento e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: Tucci (1993).

Segundo Tucci (1993), são estabelecidas ainda três condições de umidade antecedente da bacia, de acordo com o Quadro 3:

Quadro 3 – Tipos de solo de acordo com sua capacidade de escoamento superficial e infiltração.

Condição	Descrição
I	Solos secos: chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm.
II	Situação média na época de cheias: chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 mm e 40 mm.
III	Solo úmido (próximo da saturação): chuvas dos últimos 5 dias superiores a 40 mm e condições meteorológicas desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Fonte: Tucci (1993).

7.1.1.1 Tempo de Pico

O tempo de pico (t_p) em horas é definido como o tempo entre o centro de gravidade do hietograma (chuva efetiva) e o pico do hidrograma, o qual pode ser obtido através da Equação (6):

$$t_p = \frac{t_r}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (6)$$

Em que:

t_p - duração da precipitação (h);

t_c - tempo de concentração (h),

t_r - tempo que a chuva leva para atingir a seção de saída de uma bacia.

O tempo de concentração é determinado baseando-se na equação de Kirpich (Equação (7)).

$$t_c = 57 \left(\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right) \quad (7)$$

Em que:

L - é o comprimento do talvegue (km);

S - é a declividade do talvegue (m/km).

Para determinar o comprimento do talvegue, são utilizadas as equações do comprimento equivalente (Equações (8):

$$l_e = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (8)$$

$$K_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Em que:

l_e – Comprimento Equivalente;

A - Área da sub-bacia;

K_c - Coeficiente de Compacidade,

P - Perímetro da sub-bacia.

7.1.1.2 Vazão de Pico

A vazão de pico foi obtida através da Equação (9).

$$q_p = \frac{2,08 \cdot a \cdot Q}{t_p} \quad (9)$$

Em que:

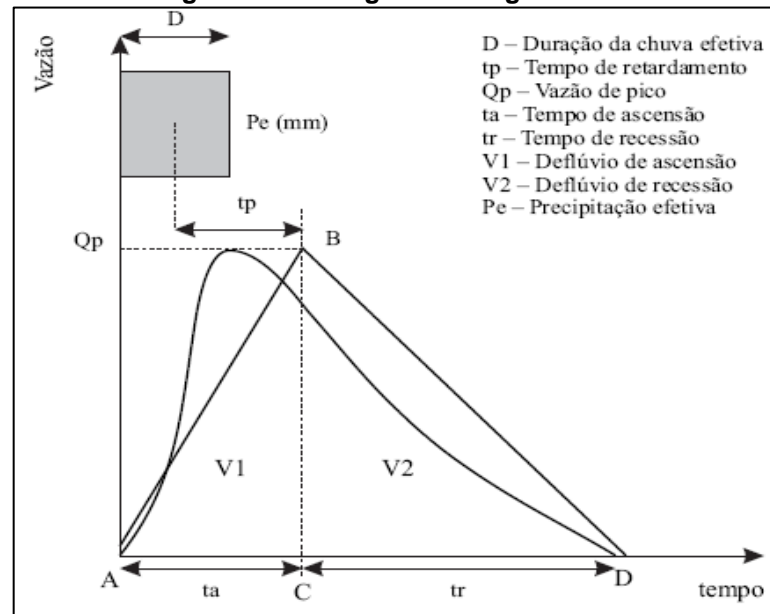
a - área de drenagem (km²);

Q - precipitação efetiva (cm).

7.1.1.3 Hidrograma Triangular do SCS – Propagação do escoamento superficial

O hidrograma triangular proposto pelo SCS é considerado um triângulo, onde a área do triângulo é o volume precipitado e os elementos que o compõe são basicamente a vazão de pico e o tempo de pico (Figura 12).

Figura 12 - Hidrograma triangular SCS.



Fonte: Mello et al. (2007).

7.1.1.4 Cálculo das Ordenadas

O cálculo das ordenadas (q) que compõem o hidrograma corresponde às ordenadas que compõem o hidrograma triangular (q_p), através da interpolação das ordenadas da Tabela 3.

Tabela 3- Valores das relações t/t_p e q/q_p .

t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p
0,000	0,000	0,700	0,770	1,400	0,750	2,600	0,130
0,100	0,015	0,800	0,890	1,500	0,660	2,800	0,098
0,200	0,075	0,900	0,970	1,600	0,560	3	0,075
0,300	0,160	1	1	1,800	0,420	3,500	0,036
0,400	0,280	1,100	0,980	2	0,320	4	0,018
0,500	0,430	1,200	0,920	2,200	0,240	4,500	0,009
0,600	0,600	1,300	0,840	2,400	0,180	5	0,004

Fonte: Tucci (1993).

7.1.1.5 Convolução do Hidrograma

O hidrograma triangular é definido como uma função para um determinado intervalo de tempo discreto, como mostra a Fórmula (10).

$$Q_t = \sum_{i=j}^t P_i h_{t-i+1} \quad (10)$$

Em que:

Q_t – vazão de escoamento superficial em um intervalo de tempo t (m^3/s);

P_1 – precipitação efetiva (mm);

h – vazão por unidade de chuva efetiva do HU ou a ordenadas do hidrograma.

7.1.2 O Modelo SMAP

O modelo SMAP (LOPES, BRAGA, & CONEJO, 1982), (Soil Moisture Accounting Procedure) é um modelo hidrológico determinístico, apresentando uma estrutura simples. Considera um intervalo de tempo diário para simulação, no entanto, esse modelo já foi desenvolvido também para intervalos de tempo mensais e horários.

Esse modelo encontra as regiões por onde passam os escoamentos, como camadas do solo, com um funcionamento similar ao de um reservatório. Assim, os parâmetros calibrados regulam o tamanho e os processos envolvidos na passagem do volume de um reservatório para o outro. Os considerados são R_{solo} , reservatório do solo na zona aerada, R_{sup} , reservatório da superfície da bacia e R_{sub} , reservatório subterrâneo na zona aerada. O escoamento através deles é realizado segundo as interações entre variáveis:

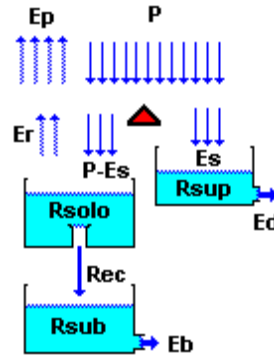
$$R_{solo}(t) = R_{solo}(t-1) + P(t) - Es(t) - Er(t) - Rec(t) \quad (11)$$

$$R_{sup}(t) = R_{sup}(t-1) + Es(t) - Ed(t) \quad (12)$$

$$R_{sub}(t) = R_{sub}(t-1) + Rec(t) - Eb(t) \quad (13)$$

Onde P é a chuva, Es é o escoamento superficial, Ed é o escoamento direto, Er é a evapotranspiração real, Rec é a recarga subterrânea e Eb é o escoamento básico. A interação dos reservatórios e a separação dos escoamentos pode ser melhor entendida analisando-se a Figura a seguir.

Figura 13 - Processos modelados no SMAP em sua versão diária



Fonte: LOPES, BRAGA, & CONEJO (1982)

Sua inicialização é realizada considerando-se as seguintes equações:

$$R_{solo(0)} = \frac{T_{uin}}{100} Str \quad (14)$$

$$R_{sup(0)} = \frac{Supin}{(1 - 0,5 \frac{1}{k_2 t}) Ad} 86,4 \quad (15)$$

$$R_{sub(0)} = \frac{Ebin}{(1 - 0,5 \frac{1}{k_1 t}) Ad} 86 \quad (16)$$

Onde T_{uin} é o teor de umidade inicial, $Supin$ é a vazão superficial inicial, $Ebin$ é a vazão básica inicial, Ad é área de drenagem, K_2t é a constante de recessão do escoamento superficial e K_1t é a constante de recessão do escoamento básico.

Aplicando o método SCS para a separação do escoamento superficial, tem-se uma sequência de procedimentos que descrevem as funções de transferência do modelo. Iniciando-se pela precipitação, se esta for maior que a abstração inicial Ai , então:

$$S = Str - R_{solo(t-1)} \quad (17)$$

$$E_{s(t)} = \frac{(P_t - Ai)^2}{P_t - Ai + S} \quad (18)$$

Onde Str é a capacidade de saturação do solo. Caso a precipitação seja menor que a abstração inicial, então o escoamento superficial será nulo.

Continuando a análise, tem-se que, se a diferença entre a precipitação e o escoamento superficial for maior que a Ep , evaporação potencial, utilizando o tanque

classe A, então a Er , evapotranspiração real, será igual a evaporação potencial. Caso contrário a seguinte equação é utilizada pra o cálculo:

$$Er_{(t)} = (P_{(t)} - Es_{(t)}) + (Ep_{(t)} - (P_{(t)} - Es_{(t)}))Tu_{(t)} \quad (19)$$

$$Tu_{(t)} = \frac{Rsolo_{(t-1)}}{Str} \quad (20)$$

Com relação à recarga subterrânea, Rec , tem-se que se $Rsolo > (Capc.Str)$ sendo $Capc$ associado à capacidade de campo e Str é a capacidade de saturação do solo, logo:

$$Rec_{(t)} = Cred.Tu_{(t-1)}.(Rsolo - (Capc.Str)) \quad (21)$$

caso contrário a recarga é nula.

Com relação ao cálculo dos escoamentos, os mesmos são obtidos por meio das seguintes equações:

$$Ed_{(t)} = Rsup_{(t-1)}(1 - 0,5^{\frac{1}{K2t}}) \quad (22)$$

$$Ed_{(t)} = Rsub_{(t-1)}(1 - 0,5^{\frac{1}{Kkt}}) \quad (23)$$

onde $K2t$ é a constante de recessão do escoamento superficial e Kkt é a constante de recessão do escoamento básico, conforme anteriormente descrito.

Tendo definido as equações de transferência, o último cálculo é realizado com vistas a obter a vazão para aquele instante de tempo utilizando a equação a seguir:

$$Q_{(t)} = \frac{Ed_{(t)} + Eb_{(t)}Ad}{86,4} \quad (24)$$

7.2 MODELAGEM HIDRODINÂMICA EM CANAIS

O escoamento da água é representado quantitativamente por variáveis como vazão, velocidade e profundidade. E, a análise desse escoamento, normalmente é realizada por meio do estudo da conservação de massa ou de volume e da quantidade de movimento e energia. Desta forma, os modelos hidrodinâmicos se utilizam de equações diferenciais que representam a conservação de massa e a quantidade de

movimento do escoamento, para simular o movimento das águas nos rios e canais. Essas equações são chamadas de equações de Saint-Venant (BARTH et. al., 1987).

Será visto a seguir, a descrição de alguns dos principais modelos utilizados. Assim, serão apresentados os modelos CLiv, FLDWAV e o modelo HEC-RAS.

O modelo CLiv foi desenvolvido no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica – CTH. Esse modelo realiza a simulação da propagação de ondas de enchentes em canais. Além disso, o modelo considera reservatórios como condições de contorno a montante e jusante, de forma que é possível simular o rompimento de barragens.

Para simulação, o modelo também utiliza as equações de Saint-Venant como solução, o esquema utilizado é derivado do proposto por Preissmann.

Nesse modelo, também é utilizado o esquema de diferenças finitas de quatro pontos. Como condições de contorno, na entrada e saída do canal, é possível colocar estruturas de controle de nível, como comportas, sendo possível adicionar suas regras de operação. Este modelo possui também a possibilidade de representação digital utilizando um Modelo Digital do Terreno (MDT). Assim, é possível visualizar a localização da mancha de inundação (UEMURA, 2009).

O modelo FLDWAV foi desenvolvido pelo National Weather Service (NWS). É também um modelo unidimensional que realiza a simulação do fluxo não-permanente, informando os níveis d'água e descarga em pontos específicos. Para solução, o modelo utiliza as equações completas de Saint-Venant que, juntamente com as equações de contorno, representa a variação rápida do fluxo em estruturas como pontes e barragens. Para solução dessas equações o método das diferenças finitas é escolhido, optando pelo esquema implícito de quatro pontos (LAURIANO, 2009).

O FLDWAV calcula o escoamento em um curso d'água ou em vários cursos conectados. Quanto ao fluxo, tem-se que o modelo considera o fluido newtoniano e não-newtoniano. Além disso, de forma semelhante ao HEC-RAS, o regime pode ser alterado em qualquer tempo ou espaço, passando de subcrítico para supercrítico ou o contrário. Para melhor trabalhar com essas mudanças de regime, foram inseridas três técnicas ao modelo. A primeira é a LPI – Local Partial Inertial que é baseada no Modelo de Analogia de Difusão, de forma que simplifica as equações de Saint-Venant desprezando as parcelas inerciais na equação de quantidade de movimento. A

segunda técnica é um algoritmo que subdivide automaticamente o canal de acordo com o número de Froude calculado para aquela região. A terceira técnica associa o esquema de soluções implícito de diferenças finitas ao esquema de solução explícito baseado no método das características. (UEMURA, 2009).

O modelo HEC-RAS foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC), que é uma divisão do Institute for Water Resources (IWR) do U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2010). O HEC-RAS permite a modelagem de escoamentos permanentes e não-permanentes. Para regime permanente, o procedimento básico é realizado com base na solução da equação de energia para uma dimensão. A equação do momento é utilizada em situações onde há uma variação rápida do nível d'água. Para regime não permanente, o algoritmo UNET (unsteady NET workmodel) é utilizado. O modelo também permite o cálculo considerando as obstruções no trecho causadas por estruturas como vertedores, barragens, pontes e estruturas de controle e detenção como comportas e reservatórios.

Uma vez que a fundamentação analítica presente nos modelos hidrodinâmicos foi desenvolvida, a fundamentação teórica dos modelos unidimensionais será apresentada, as equações serão detalhadas a seguir.

7.2.1 Equações básicas para escoamento unidimensional (1D)

Em um escoamento variado, regime não-permanente, vazões e profundidades variam com o tempo e com a região do canal analisada. Assim, os problemas exigem a utilização de duas equações diferenciais parciais que representam o princípio da conservação de massa e da conservação do momento. A forma diferencial completa dessas duas equações são denominadas equações de Saint-Venant. Para estudar o problema de ondas de cheia causadoras de inundações em rios e canais, faz-se necessário utilizar essas equações. O que se busca por meio delas é a vazão e a profundidade da água em função do tempo e do espaço.

A onda de cheia ou a onda de transição, que é o objeto deste estudo, é uma perturbação se movendo na direção longitudinal. Ela se propaga com uma velocidade absoluta que é a soma da velocidade média da água com a celeridade da onda. Cabe ressaltar que a teoria desenvolvida considera a propagação da onda em águas rasas.

Para derivar as equações, inicialmente apresenta-se o Teorema de Transporte de Reynolds e, em seguida, sua aplicação no equacionamento da conservação de massa e na conservação da quantidade de movimento.

➤ TEOREMA DE TRANSPORTE DE REYNOLDS

Considerando-se inicialmente um volume de controle fixo e $N(x,y, z, t)$ uma propriedade extensiva onde:

$$N = \int_{\forall t} \rho n d \forall_t \quad (25)$$

Sendo $n(x,y,z,t)$ uma propriedade intensiva e $\rho(x, y, z, t)$ a massa específica. Fazendo-se $f = \rho n$ chega-se à:

$$N = \int_{\forall t} \rho n d \forall_t \quad (26)$$

E buscando a derivada total, encontra-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \frac{D}{Dt} \int_{\forall t} f d \forall_t \quad (27)$$

Considerando-se o lema:

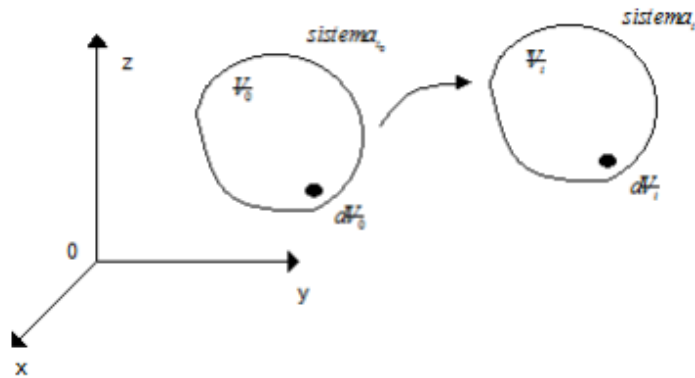
$$\frac{DJ}{Dt} = J \nabla \cdot \vec{v} \quad (28)$$

onde J representa o Jacobiano, tem-se que:

$$d \forall_t = J d \forall_0 \quad (29)$$

onde $0 \leq J \leq \infty$. Para melhor compreensão dos termos da equação apresentada, estes são ilustrados na Figura 14 a seguir:

Figura 14 – Ilustração do sistema analisado



Fonte: PORTO, 2006.

Substituindo as equações (28) em (29), tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \frac{D}{Dt} \int_{\forall_0} f J d \forall_0 \quad (30)$$

onde:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_0} \frac{D}{Dt} (fJ) d \forall_0 \quad (31)$$

E, desenvolvendo a equação, tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_0} \left(J \frac{Df}{Dt} + f \frac{DJ}{Dt} \right) d \forall_0 \quad (32)$$

E, utilizando-se o lema, tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_0} \left(J \frac{Df}{Dt} + f J \nabla \cdot \vec{v} \right) d \forall_0 \quad (33)$$

Assim:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_0} \left(J \frac{Df}{Dt} + f \nabla \cdot \vec{v} \right) J d \forall_0 \quad (34)$$

Realizando as substituições de (29) em (34) tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_t} \left(J \frac{Df}{Dt} + f \nabla \cdot \vec{v} \right) d\forall_t \quad (35)$$

Como:

$$\frac{Df}{Dt} = \frac{\partial f}{\partial t} + (\vec{v} \cdot \nabla) f \quad (36)$$

Tem-se que:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} + (\vec{v} \cdot \nabla) f + f \nabla \cdot \vec{v} \right) d\forall_t \quad (37)$$

E, como:

$$(\vec{v} \cdot \nabla) f + f \nabla \cdot \vec{v} = \nabla \cdot (f \vec{v}) \quad (38)$$

Chega-se a:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} + \nabla \cdot (f \vec{v}) \right) d\forall_t \quad (39)$$

E, considerando o Teorema de Gauss, representado abaixo:

$$\int_{\forall_t} \nabla \cdot (f \vec{v}) d\forall_t = \int_{S_t} f \vec{v} \cdot dA \quad (40)$$

Encontra-se que:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right) d\forall_t + \int_{S_t} f \vec{v} \cdot dA \quad (41)$$

E, por fim, voltando à informação inicial de $f = \rho n$, chega-se à forma clássica da apresentação do Teorema de Transporte de Reynolds.

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \int_{\forall_t} \left(\frac{\partial(\rho n)}{\partial t}\right) d\forall_t + \int_{S_t} (\rho n)\vec{v} \cdot dA \quad (42)$$

➤ CONSERVAÇÃO DE MASSA

Para a situação da conservação de massa, utiliza-se o Teorema de Transporte de Reynolds, sendo $N=M$, onde M representa a massa do sistema. Desta forma:

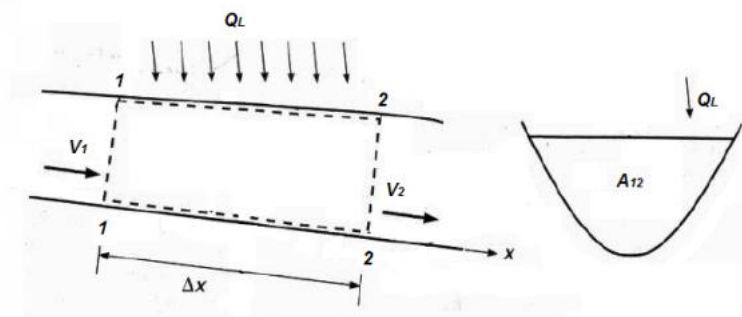
$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \left(\frac{DM}{Dt}\right)_{sist} = 0 \quad (43)$$

e $n=1$. Além disso, tem-se que $\forall_t = \forall C$, sendo o último termo o volume de controle, e $S_t = SC$, sendo que nesse caso o último termo é a superfície de controle. Substituindo-se na equação (42), chega-se a:

$$0 = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} \rho d\forall + \int_{SC} \rho \vec{v} \cdot dA \quad (44)$$

Essa equação significa que a variação de massa dentro do volume de controle é balanceada pelo fluxo de massa na superfície de controle. Seja o sistema ao qual as equações serão aplicadas representado na Figura 15:

Figura 15 - Apresentação das variáveis estudadas dentro do sistema



Fonte: PORTO, 2006.

Assim, tem-se que:

$$\frac{\partial}{\partial t} = [\rho_{12}A_{12}\Delta x] + \rho_2V_2A_2 - \rho_1V_1A_1 - \rho_{12}Q_L = 0 \quad (45)$$

Dividindo-se a equação por Δx e aplicando o limite, tem-se:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial}{\partial t} = [\rho_{12}A_{12}] + \frac{\rho_2V_2A_2 - \rho_1V_1A_1}{\Delta x} - \frac{\rho_{12}Q_L}{\Delta x} \right\} = 0 \quad (46)$$

onde se retira que:

$$\frac{\partial}{\partial t} = [\rho_A] + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} - \rho q = 0 \quad (47)$$

Considerando ρ constante, chega-se a:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (48)$$

➤ CONSERVAÇÃO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO

Para a derivação das equações, utilizando-se a conservação da quantidade de movimento, considera-se a propriedade extensiva $N = \vec{P}$, onde \vec{P} representa a quantidade de movimento e $n = \vec{v}$. Logo:

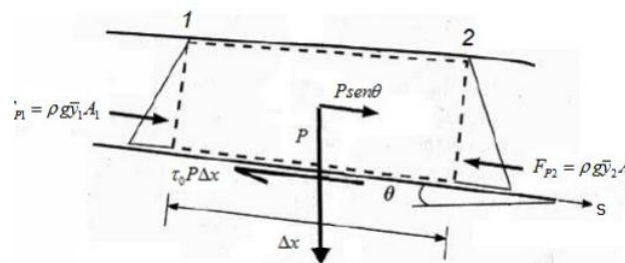
$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \left(\frac{D\vec{P}}{Dt}\right)_{sist} = \sum \vec{F}_{ext} \quad (49)$$

E, aplicando o Teorema de Transporte de Reynolds, tem-se:

$$\sum \vec{F}_{ext} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} \rho \vec{v} d\forall + \int_{SC} \rho \vec{v} (\vec{v} \cdot dA) \quad (50)$$

Analisando-se as forças que atuam em uma porção de massa, pode-se dividir as forças que atuam no sistema em superficiais, no caso pressão e cisalhamento, e de campo, sendo ela a gravitacional nesta aplicação. Essas forças e as demais variáveis envolvidas no desenvolvimento dessas equações são apresentadas na Figura 17 a seguir:

Figura 16 - Ilustração da disposição das forças consideradas no equacionamento de conservação de massa



Fonte: PORTO, 2006.

Assim, o equacionamento das forças é apresentado a seguir:

$$\text{Pressão} = \rho g (\bar{y}_1 A_1 - \bar{y}_2 A_2)$$

$$\text{Cisalhamento} = \tau_0 P_{12} \Delta x$$

$$\text{Peso} = \rho g A_{12} \Delta x \sin \theta$$

Desenvolvendo-se os termos da equação (50), tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} \rho \vec{v} d \forall = \frac{[\rho_{12} V_{12} A_{12}]}{\partial t} \Delta x \quad (51)$$

$$\int_{SC} \rho \vec{v} (\vec{v} dA) = [\rho \beta_2 V_2^2 A_2 - \rho \beta_1 V_1^2 A_1] \quad (52)$$

Substituindo-se essas equações na equação (50), tem-se:

$$\begin{aligned} \rho g (\bar{y}_1 A_1 - \bar{y}_2 A_2) - \tau_0 p_{12} \Delta x + \rho g A_{12} \Delta x \sin \theta &= \frac{\partial [\rho V_{12} A_{12}]}{\partial t} \Delta x + \\ &+ [\rho \beta_2 V_2^2 A_2 - \rho \beta_1 V_1^2 A_1] \end{aligned} \quad (53)$$

Rearranjando a equação e dividindo os termos por Δx e levando ao limite, tem-se:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left\{ \begin{aligned} &\frac{\partial}{\partial t} [\rho V_{12} A_{12}] + \frac{\rho \beta_2 V_2^2 Q_2 - \rho \beta_1 V_1^2 Q_1}{\Delta x} \\ &+ \frac{\rho g (\bar{Y}_2 A_2 - \bar{Y}_1 A_1)}{\Delta x} + \tau_0 P_{12} - \rho g A_{12} \sin \theta \end{aligned} \right\} = 0 \quad (54)$$

De tal forma que:

$$\rho \frac{\partial}{\partial t} [VA] + \rho \frac{\partial (\beta VQ)}{\partial x} + \rho g \frac{\partial (A\bar{y})}{\partial x} + \tau_0 P - \rho g A \sin \theta = 0 \quad (55)$$

Assim, dividindo-se os termos por ρ e considerando $\sin \theta \cong \tan \theta$, visto que se trata de ângulos pequenos, tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial (A\bar{y})}{\partial x} + \frac{\tau_0 P}{\rho} - g A \tan \theta = 0 \quad (56)$$

Desenvolvendo-se o terceiro termo da equação (56), tem-se:

$$g \frac{\partial (A\bar{y})}{\partial x} = g \frac{\partial (A\bar{y})}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (57)$$

(58)

$$g \frac{\partial(A\bar{y})}{\partial x} = g \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \left\{ \frac{[A(\bar{y} + \Delta y) + \frac{B}{2}(\Delta y)^2] - [A\bar{y}]}{\Delta y} \right\} \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$g \frac{\partial(A\bar{y})}{\partial x} = g \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \left\{ \frac{[A\Delta y + \frac{B}{2}\Delta y^2]}{\Delta y} \right\} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (59)$$

$$g \frac{\partial(A\bar{y})}{\partial x} = g A \frac{\partial y}{\partial x}$$

E, desenvolvendo-se o quarto termo da equação (56), tem-se:

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = u_*^2 \frac{A}{R_H} \quad (60)$$

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = \frac{u_*^2 V^2 A}{V^2 R_H} \quad (61)$$

onde

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} A \sqrt{R_H j} \quad (62)$$

Logo:

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = \frac{f Q^2}{8 A R_H} \quad (63)$$

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = g A j \quad (64)$$

Por fim, desenvolvendo-se o quinto termo da equação (56), tem-se:

$$-g A \tan \theta = -g A i \quad (65)$$

Assim, substituindo-se na equação (56), tem-se:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial y}{\partial x} + g A j - g A j = 0 \quad (66)$$

Que pode também ser escrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} - gAj(S_0 - S_f) = 0 \quad (67)$$

Desta maneira, as equações (48) e (67) são as equações de Saint-Venant. Para se chegar aos resultados acima, algumas simplificações foram adotadas no processo de dedução das equações. Dentre elas, pode-se destacar o fato de se considerar o fluido incompressível e homogêneo e o senso igual à tangente tendo em vista o baixo valor de inclinação. Considera-se também que o escoamento é unidirecional. Além disso, aceita-se que exista uma variação gradual das seções e que a declividade da linha de carga é a mesma que a calculada utilizando-se equações de movimento uniforme. Considera-se também que o fundo do canal é estável e que a força de atrito é a mesma tanto no escoamento uniforme quanto no variado. Conforme encontrado na bibliografia consultada, essas simplificações não apresentam grandes problemas para os resultados práticos.

7.2.2 Métodos numéricos para resolução das equações de Saint – Venant

As equações de Saint-Venant formam um conjunto de equações diferenciais parciais do tipo hiperbólico que só admite soluções analíticas para problemas muito simples. Assim, para a solução dessas equações faz-se necessária a utilização de métodos numéricos. Alguns exemplos de técnicas mais utilizadas com esse objetivo são o método das características, método das diferenças finitas e métodos dos elementos finitos. Nesse estudo, no entanto, maior foco será dado ao método das diferenças finitas.

Nesse último faz-se necessária a discretização do problema. Para o caso do problema de escoamento em rios e canais, considera-se que o problema é unidimensional, de forma que a representação do rio pode acontecer por meio de nós, o que implica na tentativa de ajustar uma função a esses nós. Assim, o processo numérico é uma forma simples de solucionar de forma discreta as equações do escoamento em pontos predeterminados dentro de um domínio de solução (PORTO, 2006).

Para representar as equações diferenciais de uma forma discreta, utiliza-se a teoria matemática da aproximação dos valores de uma função por meio das séries de Taylor. Assim, seja uma função $f(x)$ contínua, definida em um intervalo, e um ponto x_0 conhecido pertencente à função, a expansão por meio das séries de Taylor da função $f(x)$ ao redor de x_0 é dada por:

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) + O[(\Delta x)^4] \quad (68)$$

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) - \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) - \frac{(\Delta x)^3}{3!} f'''(x_0) + O[(\Delta x)^4] \quad (69)$$

Nas equações anteriores, o termo $O[(\Delta x)^4]$ representa os termos restantes da série que contêm potências de Δx maiores ou iguais à quarta ordem. Rearranjando os termos e dividindo os membros por Δx , encontra-se:

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (70)$$

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (71)$$

E, desprezando-se os termos $O(\Delta x)$ das equações, tem-se:

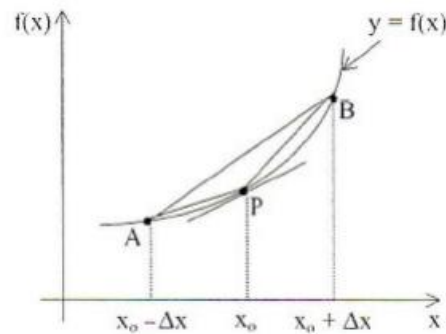
$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x} \quad (72)$$

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} \quad (73)$$

A equação (72) é denominada de diferença finita progressiva e a (73) é a diferença finita regressiva. Os dois esquemas são classificados como de primeira ordem tendo em vista que seus erros inerentes são de primeira ordem.

Uma representação geométrica da derivada pode ser observada na Figura 18 a seguir, na qual a equação (72) é representada pela reta PB e a equação (73) é representada pela reta AP.

Figura 17 - Aproximação por diferenças finitas



Fonte: PORTO, 2006.

Outra alternativa para a aproximação do valor da derivada por diferenças finitas é por meio da declividade da linha que passa por AB, denominada diferença finita centrada. É um esquema de aproximação de segunda ordem, ou seja, com precisão melhor que as anteriores. Sua formulação pode ser obtida eliminando-se $f(x_0)$ das equações o que conduz ao seguinte resultado:

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0 - \Delta x)}{2\Delta x} \quad (74)$$

Quando se aplica diferenças finitas a um problema físico, o domínio é discretizado por uma grade de pontos e, no caso unidimensional, ocorre a divisão em tramos, normalmente de comprimento uniforme, de forma que cada extremidade de um tramo representa um nó computacional. Normalmente, os nós das extremidades são denominados nós de fronteira e os demais, nós interiores. Os cálculos que envolvem os nós de fronteira são denominados de cálculos das condições de contorno. Com relação ao processo computacional, tem-se que ele é realizado em intervalos discretos de tempo, de forma que a diferença entre dois intervalos consecutivos é denominada de intervalo de tempo computacional.

Para o cálculo das variáveis do problema, existem duas alternativas sejam elas o esquema explícito e o implícito. No primeiro, a aproximação por diferença finita da derivada espacial é expressa em termos de valores das variáveis no nível de tempo conhecido, de forma que as equações resultantes podem ser resolvidas diretamente, para cada nó em cada tempo. O segundo, no entanto, é aquele no qual a aproximação por diferença finita da derivada espacial é expressa em termos de valores das variáveis

no nível de tempo desconhecido, de forma que as equações algébricas do sistema inteiro são resolvidas simultaneamente (PORTO, 2006).

No esquema explícito, há vários métodos utilizados na solução de problemas transitórios em escoamento livre. Dentre esses métodos, será dado destaque ao esquema difusivo.

Com relação à eficiência de um método numérico, considera-se que um sistema entre nesta classificação se ele for estável e observar certa acuracidade ao longo da solução. Desta maneira, pode-se afirmar que o sistema é estável se o erro introduzido não se desenvolve no processo computacional de forma a comprometer a solução final. Assim, a classificação de instável surge quando o erro é amplificado rapidamente, alterando significativamente o resultado final (PORTO, 2006).

Para que a estabilidade seja alcançada, a discretização da malha computacional, em termos de intervalo de tempo e espaço, deve ser realizada de modo refinado. No caso do esquema difusivo anteriormente citado, a condição para que haja estabilidade é dada pela condição de estabilidade de Courant. Essa condição estabelece que a velocidade máxima de uma característica de um elemento do grid numérico $\Delta x/\Delta t$ deve ser igual ou maior que a velocidade física da propagação de informações no problema real, sendo esse o resultado da soma $|V \pm c|$ realizado em cada um dos nós de discretização. Esta soma é o maior valor absoluto previsto para a velocidade absoluta da onda. Assim, chega-se a equação a seguir:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\text{máx}|V \pm c|} \quad (75)$$

No esquema de diferenças explícito, só haverá estabilidade se os intervalos de tempo e espaço satisfizerem a condição de Courant por todo o processo numérico. Como consequência, para que essa condição seja respeitada, por vezes faz-se necessária a utilização de intervalos de tempo muito pequenos, levando a grandes tempos de processamento. Uma opção, neste caso, é a utilização do esquema implícito.

No esquema implícito, as derivadas parciais em relação ao espaço são substituídas por aproximações de quocientes de diferenças finitas, em termos das variáveis no nível de tempo desconhecido (PORTO, 2006). Há uma série de formulações utilizadas que variam de acordo com as aproximações e coeficientes

utilizados. Alguns exemplos de métodos conhecidos são o de eliminação de Gauss, de Gauss-Seidel, Newton-Raphson e o esquema de Preismann e de MacCormack, entre outros.

Iniciando pelo esquema de Preismann, seja uma função $f(x,t)$ contínua e derivável, com velocidade média V e nível d'água y . Essa função e suas derivadas aproximadas por diferenças finitas podem ser expressas por meio das equações a seguir:

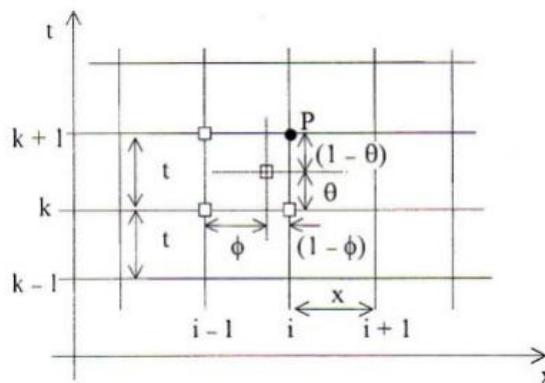
$$f(x, t) \approx \theta[\phi f_{i+1}^{k+1} + (1 - \phi) f_i^{k+1}] + (1 - \theta)[\phi f_{i+1}^k + (1 - \phi) f_i^k] \quad (76)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{1}{\Delta x} = [\theta(f_{i+1}^{k+1} - f_i^{k+1}) + (1 - \theta)(f_{i+1}^k - f_i^k)] \quad (77)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} = [\phi(f_{i+1}^{k+1} - f_i^{k+1}) + (1 - \theta)(f_{i+1}^k - f_i^k)] \quad (78)$$

Onde os termos θ e ϕ são respectivamente os fatores de ponderação no tempo e no espaço. Esses fatores podem assumir valores entre 0 e 1. O esquema de equações pode ser melhor compreendido analisando-se a Figura 18 a seguir:

Figura 18 - Esquema Diferenças Finitas



Fonte: PORTO, 2006.

Quando termo ϕ assume o valor 0,5 o esquema clássico de Preismann é constituído, no qual se tem que se $\theta=0$ o esquema é completamente explícito; se $\theta=1$ o esquema é completamente implícito e se $\theta=0,5$ o esquema é implícito centrado a quatro pontos. Assim, seja a equação a seguir que representa um caso genérico da função:

$$\mathcal{F} = \left(\frac{f^{k+1} - f_i^{k+1}}{2} \right) + (1 - \theta) \left(\frac{f_i^{k+1} - f_i^k}{2} \right) \quad (79)$$

Tem-se que sua aplicação na equação da continuidade resulta em:

$$\begin{aligned} \frac{\theta}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) + \frac{\mathcal{F}}{2\Delta t} (\Delta y_{i+1} - \Delta y) \\ + \frac{\mathcal{F}}{2\Delta t} (\Delta z_{i+1} - \Delta z_i) = \end{aligned} \quad (80)$$

E, de forma semelhante, aplica-se as substituições na equação da quantidade de movimento.

Para cada nó há duas incógnitas, de forma que ao se escrever as equações para os N nós da grade, tem-se um conjunto de 2N equações. Percebe-se também que não é possível escrever as equações para o nó N+1 visto que não existe o nó N+2. Desta forma, há um total de 2(N+1) incógnitas e, portanto, necessita-se buscar mais duas equações para a solução do sistema. Essas equações, então, vêm das condições de fronteira de montante e jusante do canal.

O esquema de MacCormack, por sua vez, é de grande uso, principalmente em casos que envolvem regiões com regimes subcríticos e supercríticos que se movem com o tempo (STURM, 2001). Os métodos de previsão-correção que envolvem dois passos de computação para cada passo de tempo no qual há uma primeira varredura para frente na direção espacial para propagar a influência das condições de fronteira de jusante no passo progressivo seguido por uma varredura para trás no passo regressivo que propaga o efeito da condição de contorno de jusante. Assim, escrevendo as equações de Saint-Venant de forma vetorial, tem-se:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} = S(U) \quad (81)$$

onde

$$U = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix}; F(U) = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gh_c A \end{bmatrix}; S(U) = \begin{bmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) \end{bmatrix} \quad (82)$$

E desta forma, as equações do esquema de MacCormack são dadas pelas equações:

$$U_i^P = U_i^K - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1}^K - F_i^K) + \Delta t S_i^K \quad (83)$$

$$U_i^C = U_i^K - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1}^K - F_i^K) + \Delta t S_i^P \quad (84)$$

Onde p se refere aos valores das variáveis computadas no passo de tempo progressivo e c se refere aos valores determinados no passo regressivo. As derivadas espaciais utilizam apenas dois pontos da malha e são calculadas como diferenças progressivas no passo progressivo e como diferenças regressivas no passo regressivo. A ordem dos passos progressivo ou regressivo pode ser trocada entre um passo e outro, no entanto, Chaudhry (1993) apud Sturm (2001) aponta que o passo progressivo deve ocorrer na direção da frente de onda. Ao final do cálculo dos passos progressivos e regressivos, a solução é admitida como a média simples entre os valores dos passos, representada na equação a seguir:

$$U_i^{K+1} = \frac{1}{2} (U_i^p - U_i^c) \quad (85)$$

8 MATERIAIS E MÉTODOS

O estímulo para realização dessa pesquisa deu-se a partir da identificação dos problemas no sistema de drenagem da Bacia Hidrográfica do Tucunduba localizada em Belém-PA.

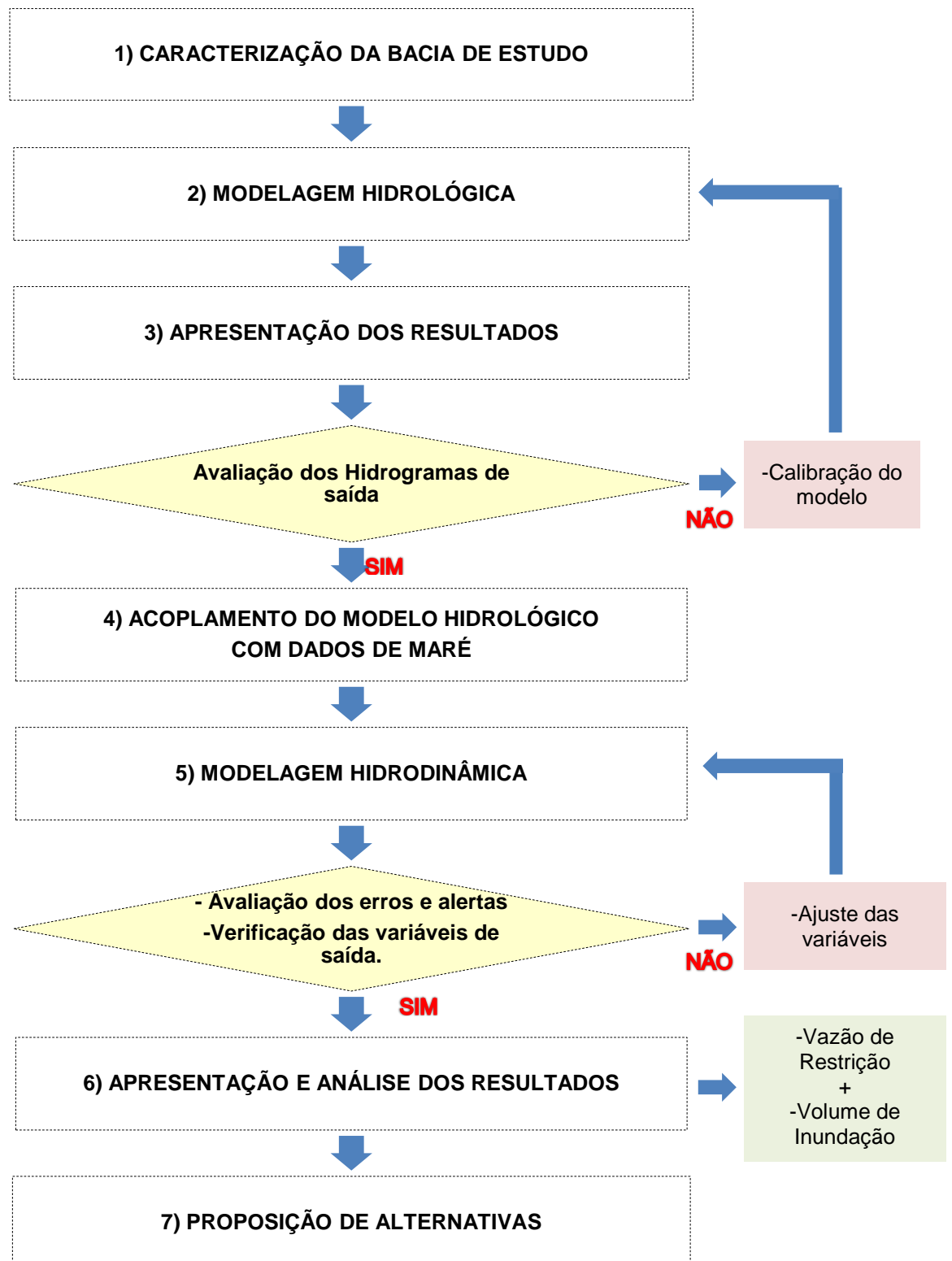
As inundações e alagamentos são eventos rotineiros em especial nas áreas mais baixas da bacia, o cenário é histórico e ao longo dos anos vem causando danos e perdas à população que vive essa realidade.

Para tanto a metodologia da pesquisa propõe avaliar a eficácia de medidas estruturais de macrodrenagem no controle das inundações na bacia do Tucunduba, tendo como base a avaliação da dinâmica da bacia e do sistema de macrodrenagem, por meio de simulação hidrológica e hidráulica.

A estruturação da metodologia de pesquisa foi realizada em sete etapas. A primeira etapa correspondeu à pesquisa bibliográfica, para levantamento de dados e caracterização dos aspectos gerais da bacia do Tucunduba. A segunda e terceira etapas referem-se ao levantamento e parametrização das variáveis que irão compor a modelagem hidrológica e apresentação dos hidrogramas de saída do modelo hidrológico. A quarta etapa corresponde ao acoplamento dos hidrogramas com os dados de maré para que haja coincidência dos picos de vazão com picos de marés. A quinta e sexta etapas referem-se à aplicação da modelagem hidrodinâmica no sistema no canal Tucunduba e análise dos resultados obtidos. A sétima e última etapa trata da necessidade de proposição de alternativas para contenção de inundações, com o intuito promover a eficiência do sistema de macrodrenagem.

O Esquema 2 apresenta as etapas interativas e sequenciais, as quais ilustram os passos seguidos pela pesquisa.

Esquema 2- Etapas metodológicas da pesquisa



Nos tópicos a seguir serão comentadas as principais informações de cada etapa da pesquisa.

8.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE ESTUDO (ETAPA 1)

8.1.1 Dados Gerais

Os dados necessários ao estudo foram levantados por meio de pesquisa do histórico de projetos e estudos desenvolvidos para bacia hidrográfica do Tucunduba. Os dados levantados foram; aspectos gerais da bacia, dados pluviométricos, níveis de marés horários, base cartográfica, cotas do terreno, condições de ocupação do solo e geometria dos canais Tucunduba e União, as informações foram compatibilizadas e atualizadas a partir de levantamentos “in loco”, com finalidade de representar um sistema de dados real.

As principais fontes utilizadas para coleta de dados foram os seguintes documentos:

- Projeto Básico do Sistema de Macrodrenagem da Bacia do Tucunduba, (Estacon Engenharia S/A);
- Análise de risco e plano de ação para a continuidade e conclusão das obras de macrodrenagem da bacia do Tucunduba e serviços complementares (Montenegro Engenharia Ltda);
- Estudo da infraestrutura de saneamento atual e projetada e de seus impactos na urbanização da bacia do Tucunduba-Belém-PA (GPHS/UFGPA);
- Projeto do Sistema Macrodrenagem da Bacia do Tucunduba (LEME Engenharia);
- Urbanização do igarapé Tucunduba, gestão de rios urbanos (Melhores Práticas Caixa);
- Base de mapas cartográficos, hidrográficos e de lotes (CODEM/PMB).
- Projeto de Macrodrenagem da Bacia da Estrada Nova, Sub's 1,2,3 e 4 (SESAN/PMB)

Os estudos supracitados foram cedidos pela Secretaria Municipal de Saneamento – SESAN, Secretaria Estadual de Integração Regional, Desenvolvimento Urbano e Metropolitano – SEIDURB e Companhia de Desenvolvimento e Administração da Área Metropolitana de Belém – CODEM.

8.1.2 Planialtimetria e Geometria do Canal

Para caracterização planialtimétrica da bacia do Tucunduba, optou-se por utilizar os dados apresentados no estudo da LEME Engenharia, a escolha foi fundamentada na recente atualização da altimetria bacia. Assim a pesquisa considerou a mesma divisão das sub-bacias apresentada pela LEME em seu relatório, que difere do cadastro da CODEM quanto ao limite da bacia.

Em relação à esquematização do sistema geométrico do canal Tucunduba foram considerados os dados das seções transversais e dos perfis longitudinais, fornecidos pela Prefeitura de Belém do Projeto Macrodrenagem da Bacia do Tucunduba (LEME ENGENHARIA, 2011), e complementado pelo levantamento topográfico do canal União realizado em campo. Os dados das seções e perfis considerados foram do canal após retificado. Isso deveu-se ao fato que as obras no Igarapé estão em andamento e o canal retificado será o cenário futuro do sistema de macrodrenagem portanto, conclui-se que a caracterização e simulação da situação atual do Igarapé, não ofereceria grande contribuição para estudos futuros.

Para fins de modelagem do sistema geométrico do canal Tucunduba, três aspectos de dados foram considerados:

1. Extensão dos canais Tucunduba e União, cotas dos perfis longitudinais de fundo e das bordas dos canais.
2. Seções transversais com estaqueamento de 100 em 100 m no trecho, Rio Guamá – Canal vileta (Tucunduba), e 40 em 40 m no trecho Canal vileta – Rua Mauriti (canal união).
3. A partir da berma do canal foi considerado um raio de 60 m para ambas às margens (esquerda e direita). Tal superfície foi considerada nesse estudo como Planície e/ou área limítrofe de inundação. A determinação da altimetria de tal planície teve como base os níveis das vias marginais projetadas.

Os dados altimétricos e geométricos serão utilizados como entrada (inputs) para o modelo hidrodinâmico.

8.1.3 Precipitação

Baseada na análise estatística apresentada pelo estudo da LEME Engenharia (2011) e após criteriosa análise dos dados que compõem os hietogramas de precipitação. A presente pesquisa decidiu adotar os cenários sintéticos de chuva apresentados pelo estudo, como fonte de dados de precipitação, por concluir que os índices pluviométricos apresentam boa correlação, se comparados a eventos de chuvas observados em Belém para os mesmos Tempos de Retorno (TR's). Porém, ao se tratar de um estudo para canais de macrodrenagem, a pesquisa considerou apenas os hietogramas para os TR' 10, 25 e 50 anos. De acordo com Santiago (2011) e Tavares (2008), as tempestades na região de Belém possuem duração normalmente menor que 12 horas. Assim foi determinado que a chuva de estudo tenha duração de 12 horas consecutivas, considerando um evento tempestade de longa duração, ainda segundo Santiago (2011) e Tavares (2008), baseados em registros históricos, chuvas de longa duração são determinantes para ocorrência de inundações em Belém. Os dados de precipitação serão uma das variáveis de entrada (input) do modelo hidrológico

8.1.4 Maré

A coincidência das estações chuvosas com o período de cheia do Rio Guamá, tem levado ao agravamento das inundações ao longo do Igarapé Tucunduba em função do remanso ocasionado pela entrada das águas de maré altas no canal. Logo o estudo das marés é uma variável indispensável para a pesquisa. Assim buscou-se dados históricos de marés do Rio Guamá, a fim de sintetiza-los e criar um evento que represente dois cenários médios, maré alta e maré baixa do Rio Guamá. Para tanto duas fontes de dados foram consideradas, níveis de água medidos relativos a 1986-1987, no posto de medição de Belém, com intervalos de uma hora (Marégrafo da CODEM) e Previsões/cálculos (astronômicos) de marés altas e baixas entre 2005 e 2012 no porto de Belém (marinha do Brasil). Os dados de maré serão utilizados como condição de contorno a jusante (inputs) para o modelo hidrodinâmico.

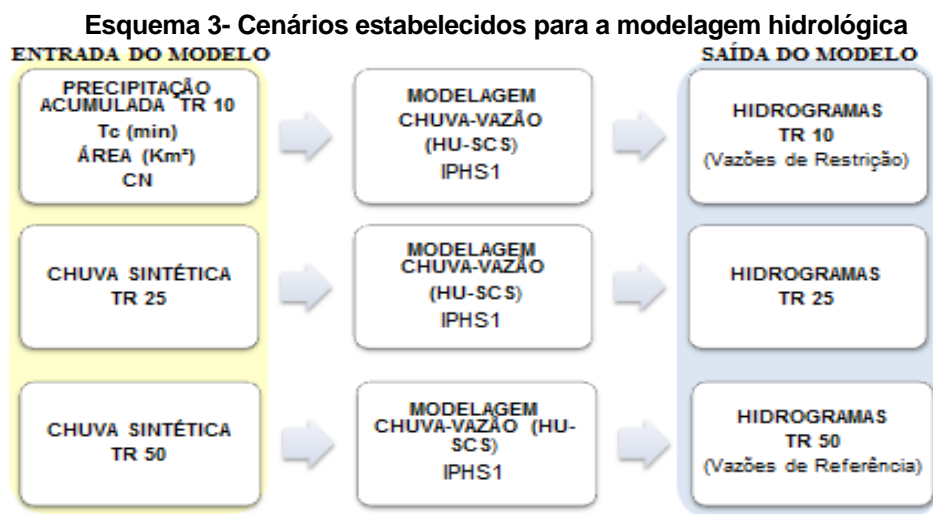
8.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA (ETAPA 2)

8.2.1 Seleção do Modelo Hidrológico

No caso da bacia do Tucunduba, a natureza instável do sistema requer o uso de hidrogramas ao invés de vazões de pico. Portanto, foi necessária uma metodologia para criar séries temporais sintéticas de vazões, hidrogramas, para diferentes probabilidades de ocorrência, este fato torna imprescindível o uso de um modelo chuva-vazão, devido à inexistência de dados de vazão medidos no Tucunduba. Os três modelos apresentados na revisão literária tem como base os fundamentos do método desenvolvido pelo SCS. O modelo Hidrograma triangular do SCS foi o selecionado, basicamente o método se adapta para cálculos em zonas com escassez de informação, tais características foram determinantes na seleção do método em virtude da sua facilidade de aplicação. O software adotado foi o IPHS1, devido à interface amigável.

8.2.2 Definição de Cenários

A literatura indica que canais de macrodrenagem devem ser dimensionados para comportar vazões geradas de tempestades com tempo de retorno igual ou superior a 50 anos. Logo para efeito de pesquisa a simulação será realizada para três TR's, 10, 25 e 50 anos, os cenários de simulação são apresentados no Esquema 3.



8.2.3 Dados de Entrada do Modelo

Para modelagem pelo método do Hidrograma triangular-SCS, foram inseridos no sistema IPHS1 quatro variáveis de entrada, são elas: tempo de concentração do escoamento superficial da sub-bacia e/ou no canal tributário (t_c), área da sub-bacia (A), dados de precipitação (P) e o fator Curver Number (CN), característico do modelo SCS.

8.2.4 Calibração do Modelo

A variável CN é a chamada variável do modelo, por representar a capacidade de infiltração do solo e interferir na determinação do volume de escoamento superficial, já que o modelo HU-SCS não considera contribuição do escoamento de base. Assim, o CN foi considerado como variável de calibração do modelo.

O valor de CN é estimado com base em dados apresentados nos manuais e tabelas do SCS, elaborados para condições de solos americanos e europeus. Segundo Germano e Tucci (1995), Tassi et al. (2006), Sartori et al. (2005) e Silveira (2010), o uso dos CN's encontrados na literatura em condições Brasileiras, costumam superestimar, a vazão de pico em 30 a 40%, quando comparada a outros métodos.

Portanto tornou-se indispensável à calibração da variável CN. A metodologia de calibração é descrita abaixo:

- os valores de CN foram determinados de acordo com a literatura para cada sub-bacia;
- os valores de CN foram reduzidos em 30% e 40%, criando três grupos de dados para cada sub-bacia; CN estabelecido pela literatura, CN literatura menos 40% e CN literatura menos 30%,.
- as simulações do modelo hidrológico foram realizadas nove vezes, para os respectivos grupos de dados (CN estabelecido pela literatura, CN literatura menos 40% e CN literatura menos 30%), combinados aos diferentes TR's.
- A saída do modelo hidrológico, foram nove conjuntos de hidrogramas para cada sub-bacia, conforme o Quadro 4.

Quadro 4- Os nove cenários de simulação para diferentes CN's

Hidrograma Tr 10 + CN estabelecido pela literatura	Hidrograma Tr 10 + CN literatura menos 40%	Hidrograma Tr 10 + CN literatura menos 30%.
Hidrograma Tr 25 + CN estabelecido pela literatura	Hidrograma Tr 25 + CN literatura menos 40%	Hidrograma Tr 25 + CN literatura menos 30%.
Hidrograma Tr 50 + CN estabelecido pela literatura	Hidrograma Tr 50 + CN literatura menos 40%	Hidrograma Tr 50 + CN literatura menos 30%.

Fonte: Autor, 2014.

Os hidrogramas de saída do modelo foram comparados com vazões apresentadas nos estudos hidrológicos dos projetos de macrodrenagem, da Bacia do Tucunduba e Bacia da Estrada Nova. As vazões dos projetos Tucunduba e Estrada Nova foram consideradas como paramétricas, devido à similaridade morfológica entre as bacias do Tucunduba e estrada nova, e a diferença entre os modelos hidrológicos, reservatório linear simples (RLS), utilizado nos estudos da LEME Engenharia para o Tucunduba e o Hidrograma triangular – SCS, utilizado nesta pesquisa.

Os hidrogramas finais foram os que mais se aproximaram dos hidrogramas paramétricos, para variável vazão de pico. Os CN's relacionados aos hidrograma finais, foram considerados como CN típico da sub-bacia.

8.3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDROLÓGICOS (ETAPA 3)

Os resultados da modelagem hidrológica são os hidrogramas de saída do modelo hidrológico HU-SCS, por sub-bacia. Estes são considerados preliminares, pois os hidrogramas resultantes da modelagem hidrológica serão utilizados como condição de contorno a montante, para modelo hidrodinâmico. A modelagem chuva-vazão apesar de considerada preliminar é uma etapa primordial para o fluxo da pesquisa já que não há registros de medições de vazões no igarapé Tucunduba. A presente pesquisa utilizou-se de ferramentas matemáticas para determinar os valores de vazões necessários para rotear o comportamento hidrodinâmico do escoamento no canal Tucunduba. No entanto, outras informações serão melhor detalhadas no item dos resultados correspondente a modelagem hidrológica.

8.4 ACOPLAMENTO DO MODELO HIDROLÓGICO COM MARÉ (ETAPA 4)

Devido às incertezas do momento exato de ocorrência do pico de maré coincidindo com o pico dos hidrogramas, duas combinações extremas serão utilizadas:

- Uma maré de sizígia alta, ocorrendo em conjunto com o pico de vazões. A maré de sizígia é caracterizada com as marés altas mais altas e as marés baixas mais baixas. Essa situação com a simultaneidade dos níveis de água altos a jusante e o pico de vazão a montante, deve gerar os níveis de água mais altos na bacia do Tucunduba. Essa situação foi denominada “**maré alta**”.
- Uma maré de quadratura normal, com o pico das vazões ocorrendo no momento da maré mais baixa. Essa situação deve gerar os níveis de água mais baixos, e funciona como situação de referência para avaliar a influência da maré sobre os resultados para os diferentes TR's. Essa situação foi denominada “**maré baixa**”.

Os hidrogramas foram ajustados manualmente de forma que os picos de vazão ocorressem, no mesmo horário registrado para o pico da “**maré alta**” e vale da “**maré baixa**”.

8.5 MODELAGEM HIDRODINÂMICA (ETAPA 5)

8.5.1 Seleção do Modelo Hidrodinâmico

Dentre os modelos numéricos apresentados, o HEC-RAS foi o modelo selecionado, por ser de aplicação comum em assuntos similares, com diversos estudos publicados relacionados à simulação de ondas de inundação. É um programa de uso livre que possui um conjunto de manuais de referência com exemplos trabalhados. O software foi selecionado por ser capaz de simular além de escoamentos unidimensionais permanentes, escoamentos variáveis unidimensionais, o que diz respeito ao caso do canal Tucunduba devido à entrada da maré no canal. O componente escoamento variável foi desenvolvido inicialmente para cálculo de escoamentos em regime lento; no entanto, com o lançamento da versão 3.1, o modelo passou a calcular escoamentos em regime misto (lento, rápido, ressaltos hidráulicos e

quedas), e modelar componentes hidráulicos como, áreas de armazenamento, comportas, barragens, entre outras.

8.5.2 Dados de Entrada do Modelo

Uma modelagem numérica implica na definição de condições iniciais. Os dados necessários para utilizar o HEC-RAS são divididos nas seguintes categorias: dados geométricos, hidráulicos e de escoamento.

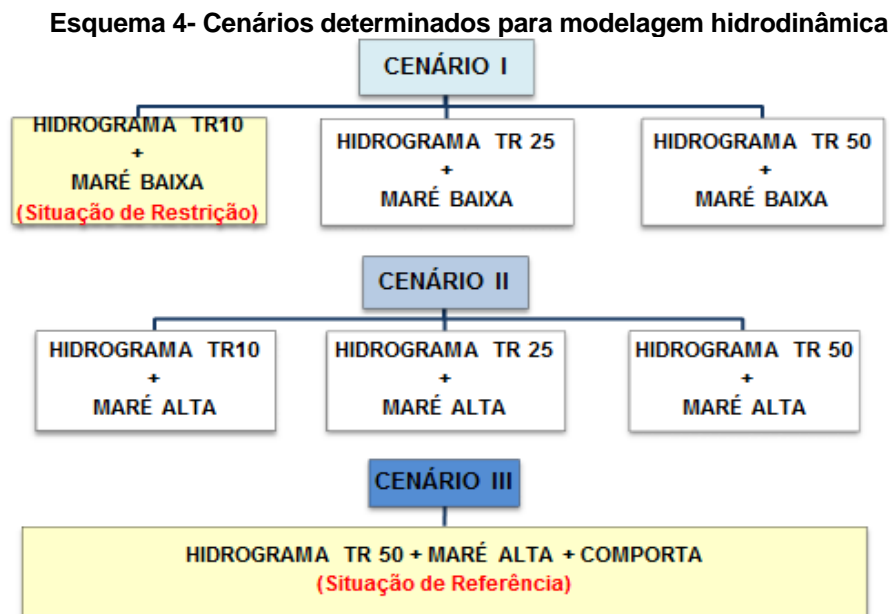
Dados geométricos: consiste no estabelecimento do sistema topológico do rio, com inserção dos dados das seções transversais, comprimento dos trechos, conforme especificado no tópico aspectos gerais da bacia, nessa metodologia. Além dos coeficientes de perda de energia (perdas por atrito, contração e expansão), indicados nos manuais do HEC-RAS. Dados das Estruturas hidráulicas e geométricos são inseridos nessa etapa: sistema esquemático do rio, geometria das seções transversais e comprimento dos trechos e comportas.

Dados hidráulicos: inserção dos coeficientes de perda de energia e coeficiente de rugosidade de Manning (n). Os fluxos dos rios são, como regra, fortemente influenciados pela rugosidade do solo e pelo atrito lateral de suas margens e fundo. Dessa forma, os caminhos do fluxo foram separados em três áreas, fundo do canal principal com revestimento natural, paredes do canal Principal em concreto e planície de Inundação superfície das vias marginais que, em princípio, apresentam rugosidades diferentes.

Dados de escoamento: os dados de escoamento são necessários para permitir o cálculo dos níveis da água. Consistem em condição de contorno à montante que foi um conjunto de hidrogramas, representando o evento tempestade, criado sinteticamente pelo modelo hidrológico. Uma série cronológica de níveis d'água foi inserida como condição de contorno à jusante, localizada na seção transversal mais à jusante na foz do Tucunduba. Os dados inseridos nas condições de contorno correspondem aos trabalhados no item acoplamento dos hidrogramas com marés.

8.5.3 Definição de Cenários

Os cenários que serão simulados pelo software HEC-RAS, podem ser divididos em três, o primeiro denominado vazões com incidência de marés baixa, o segundo são vazões com incidência de maré alta e o terceiro, barramento da entrada da maré por medida estrutural (comporta). Os cenários são ilustrados no Esquema 4, e estão de acordo a metodologia de acoplamento de hidrogramas com maré apresentada no item anterior.



Fonte: Autor, 2014.

O Esquema 4, destaca em amarelo, dois extremos das simulações. O primeiro chamado, situação de restrição, corresponde ao cenário mais favorável ao canal, por representar a menor onda de cheia com os níveis mais baixos de maré. O segundo chamado situação de referência tem o intuito de verificar a capacidade de armazenamento do canal com o barramento do escoamento livre por uma estrutura de comporta nos momentos de pico da maré alta, considerada situação mais desfavorável por representar a maior onda de cheia com os níveis mais elevados de maré e barramento do escoamento livre. Assim o canal será testado para a situação de estudo limite.

8.6 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDRODINÂMICOS (ETAPA 6)

Os resultados da modelagem hidrodinâmica, serão apresentados para cada cenário estabelecido. Os resultados serão plotados em gráficos do perfil longitudinal, onde poderá ser verificado o nível da linha d'água ao longo do canal e em planta baixa, onde se verifica o transbordo e a planície de inundação. Com base nos resultados da simulação serão determinados os volumes de inundação para cada cenário. Outras informações serão melhor detalhadas no item dos resultados correspondente a modelagem hidrodinâmica.

8.7 PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS (ETAPA 7)

Essa etapa pretende verificar e indicar a necessidade do uso de estruturas de prevenção e contenção de cheias na bacia do Tucunduba, tais como comporta, bombeamento, bacias de detenção, entre outras. Informações adicionais serão melhor detalhadas no item dos resultados correspondente a modelagem hidrodinâmica.

9 RESULTADOS

9.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA

9.1.1 Dados Gerais

A Bacia Hidrográfica do igarapé Tucunduba é localizada a sudeste do município de Belém, entre as coordenadas 785.914,707 E/W e 9.842.398,864 N/S; 781.376,090 E/W e 9.836.315,187 N/S, tendo como limites o rio Guamá e as Bacias Hidrográficas do Una, da Estrada Nova e do Murucutum. É a segunda maior bacia de drenagem de Belém, afluente do Rio Guamá com área de aproximadamente, 1.000 hectares (ver Mapa 4).



A bacia hidrográfica do Tucunduba, bastante urbanizada, cujas partes baixas são periodicamente alagadas pelo Igarapé do mesmo nome, sofre influência direta do regime de marés do Rio Guamá. A população local relata que as maiores inundações ocorrem especialmente nos momentos em que coincidem marés altas com chuvas intensas, causando grandes prejuízos.

De acordo com dados do levantamento censitário do IBGE (2010), a população na área da Bacia do Tucunduba foi de 302.645 habitantes. A bacia é composta em parte ou totalmente por 12 bairros da capital Belém, são eles, Canudos, Terra Firme e por parte dos Bairros de: São Braz, Condor, Curió- Utinga, Cremação, Guamá, Universitário, Fátima e Marco.

A ocupação da bacia do Tucunduba é de caráter heterogêneo, constituída principalmente por edificações residenciais, tendo grandes aglomerações irregulares. A bacia possui um dos maiores aglomerados humanos da área Metropolitana de Belém, que apresenta condições socioeconômicas precárias, falta de saneamento básico e más condições de habitação. O problema é agravado pela presença de palafitas no leito do Igarapé o que dificulta o escoamento das águas pluviais agravando as inundações.

Segundo Pereira (2011), trata-se de uma área marcada pela concentração de moradias inadequadas, casas construídas sobre os cursos d'água, as chamadas palafitas, onde inexistiam ou eram insuficientes às infraestruturas e os serviços de saneamento básico como: drenagem pluvial, coleta e tratamento dos esgotos domiciliares, industriais e comerciais; rede de água potável, coleta e tratamento de lixo.

A ocupação desordenada da bacia do Tucunduba foi intensificada a partir do final da década de 70, atualmente, cerca de 125 mil habitantes vivem em palafitas localizadas as margens ou sobre o igarapé, como mostra a Figura 19.

Figura 19 - Uso e Ocupação do solo na bacia do Tucunduba.



Fonte: GPHS/Universidade Federal do Pará (2011).

Em relação ao curso d'água principal da bacia, o igarapé Tucunduba, tem extensão aproximada de 3.900 m, com 13 canais de drenagem afluentes que somam 12 km de extensão, 5,70 km estão retificados e 6,30 km em leito natural.

O início de suas obras de macrodrenagem na bacia do Tucunduba data do final dos anos 90, com a execução da primeira etapa, qual foi contemplado o trecho entre o Rio Guamá e a Rua São Domingos, esta etapa teve a concepção de rio urbano, com revestimento natural dos taludes e ampliação da calha do canal a fim de preservar a várzea do canal para comportar a entrada da maré e preservar a navegabilidade.

Após a execução do primeiro trecho as obras foram paralisadas e retomadas em 2014, com início da segunda etapa que contempla o trecho entre a Rua São Domingos e Travessa Vileta, considerado como trecho crítico, devido à densidade das ocupações irregulares e a quantidade de desapropriações necessárias. Porém o projeto da segunda etapa teve concepção divergente do primeiro, o projeto considerou o estreitamento da calha do canal e revestimento dos taludes em concreto com fundo natural.

A Tabela 4 apresenta a síntese dos dados característicos da bacia do Tucunduba.

Tabela 4-- Resumo dos dados gerais da bacia do Tucunduba.

DADOS GERAIS	
Município	Belém – PA
Longitude	48° 27' 20,9"
Latitude	1° 26' 4,7"
Coordenada (N)	9.842.398,864 N/S
Coordenada (E)	785.914,707 E/W
DADOS DA BACIA	
Área de Contribuição (ha)	961,39
Área de várzea (ha)	575,00
Igarapé Tucunduba (m)	3.900
Trecho do Tucunduba Retificado (m)	2.685
Trecho do Tucunduba Natural (m)	1.215
Canais Contribuintes (m)	
Caraparu (natural)	920
Vera Cruz (natural)	990
Mundurucus (natural/retificado)	470/240
Gentil Bittencourt (retificado)	1.480
Cipriano Santos (retificado)	1.150
União (retificado)	580
Vileta (retificado)	500
José Leal Martins (retificado)	820
Timbó (retificado)	270
Angustura (retificado)	385
CONDIÇÕES DE MONTANTE – VILETA	
Revestimento	Natural
NA normal (m)	4,19
Nível Borda Esquerda (m)	5,45
Nível Borda Direita (m)	5,38
Largura Média Boca (m)	12,00
Largura Média Fundo (m)	10,00
Profundidade média (m)	0,89
CONDIÇÕES DE JUSANTE – RIO GUAMÁ	
Revestimento	Natural
NA normal (m)	1,60
Nível Borda Esquerda (m)	0,00
Nível Borda Direita (m)	3,20
Largura Média Boca (m)	25,00
Largura Média Fundo (m)	20,00
Profundidade média (m)	3,30
DADOS DE MARÉ – CONFLUÊNCIA	
Pico maré sizígia (m) maximorum	3,36
Pico maré de quadratura (m) mínima	-0,1

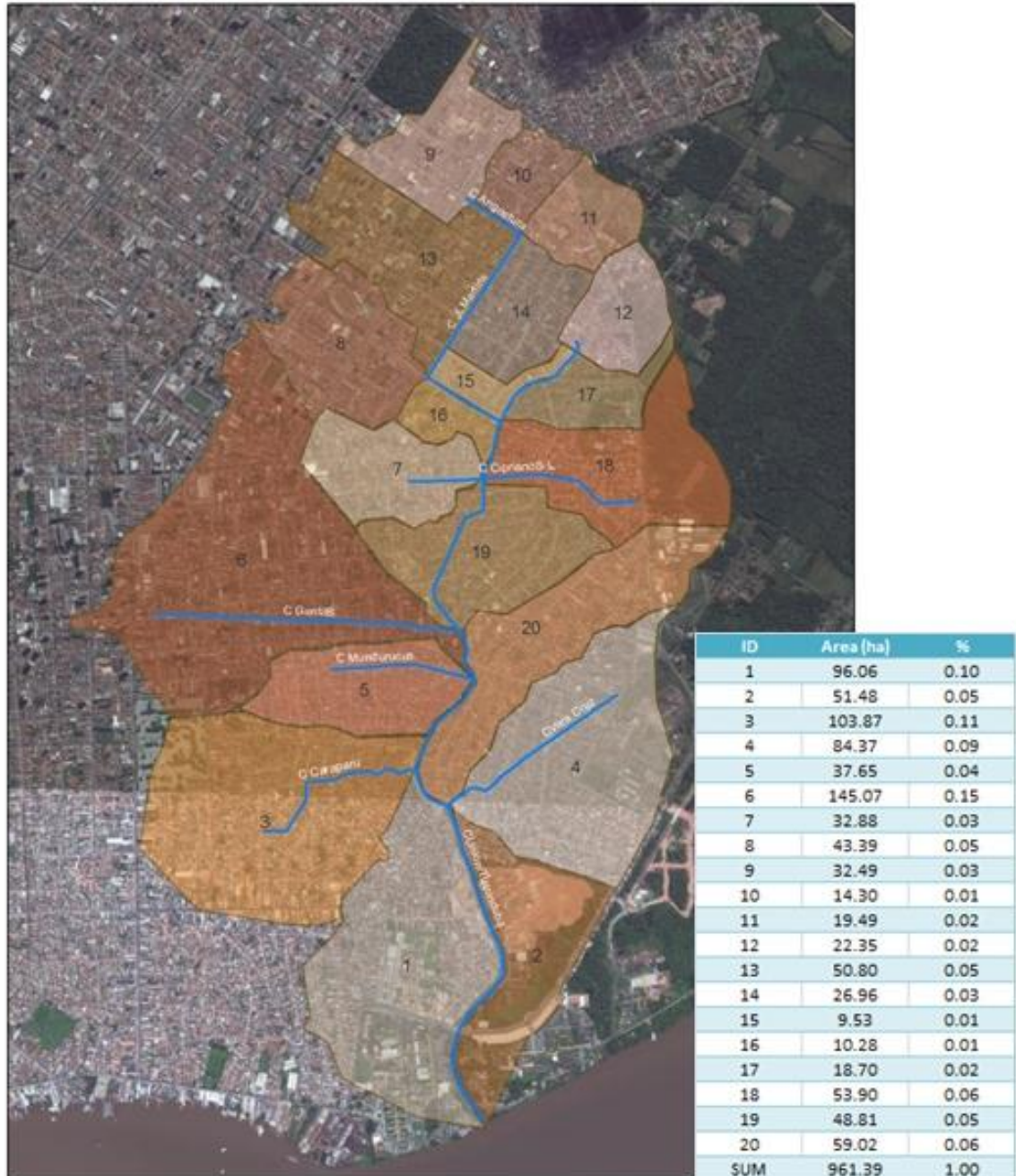
Fonte: Autor, 2014.

9.1.2 Planialtimetria e Geometria do Canal

Em relação à planialtimetria, conforme descrito na metodologia, optou-se por utilizar a divisão das sub-bacia apresentada pelo projeto de macrodrenagem da bacia

do Tucunduba elaborado pela Leme Engenharia. A Figura 20 ilustra a divisão da bacia do Tucunduba em vinte sub-bacias, com suas respectivas áreas e declividade.

Figura 20- Sub-bacia do Tucunduba

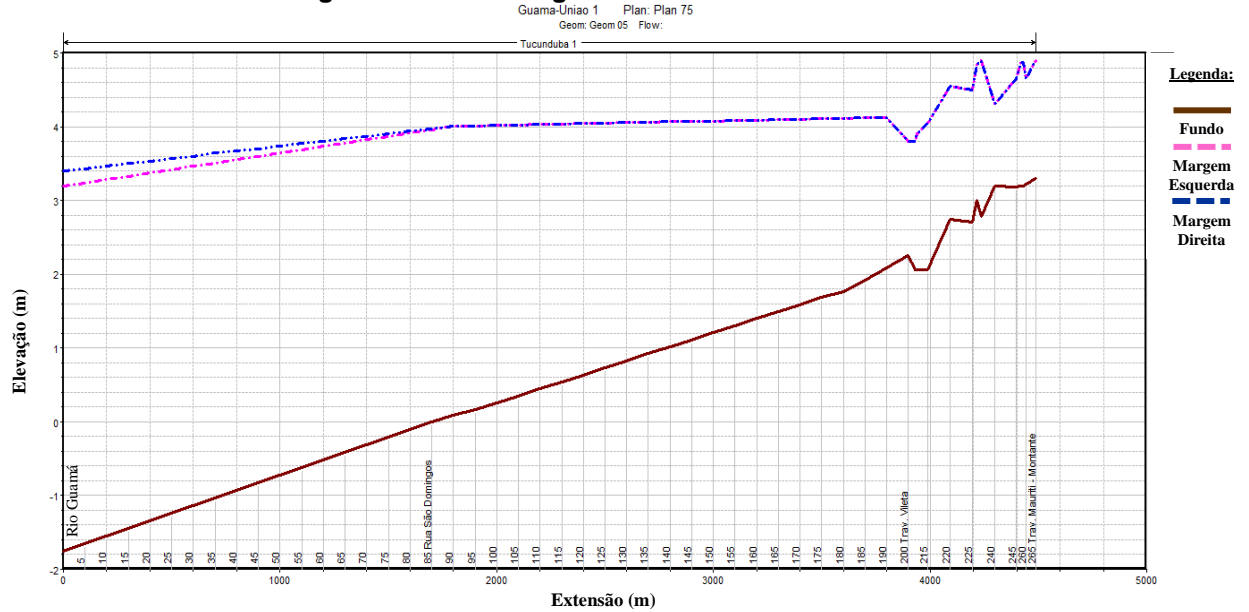


Fonte: Leme Engenharia (2011).

Para geometria do canal, foram considerados dados das seções transversais e perfis longitudinais, com estaqueamento de 100 em 100 m para o canal Tucunduba retificado, e de 40 em 40 m no trecho do canal união. Foi considerado ainda um raio de 60 m a partir da borda do canal para as margens direita e esquerda, como planície de inundação, baseados nos níveis das pistas marginais.

A Figura 21 apresenta o perfil longitudinal do canal Tucunduba e união, com projeção das seções numeradas em toda extensão do canal.

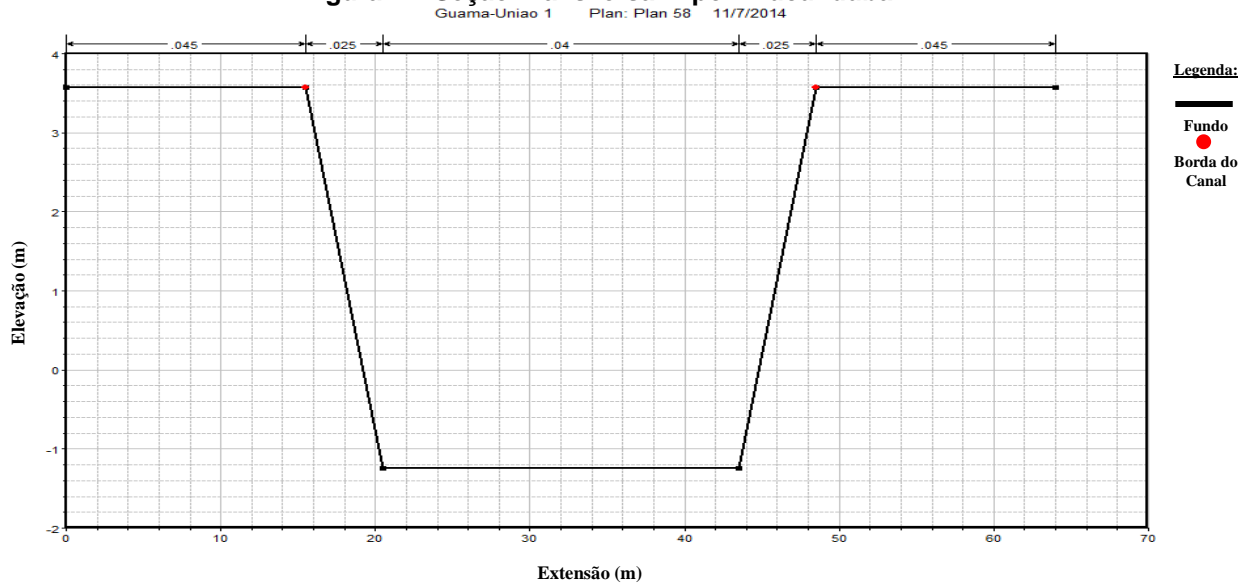
Figura 21 - Perfil Longitudinal - Tucunduba/União



Fonte: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System - HEC – RAS (2014).

A Figura 22 representa uma seção transversal tipo do canal retificado.

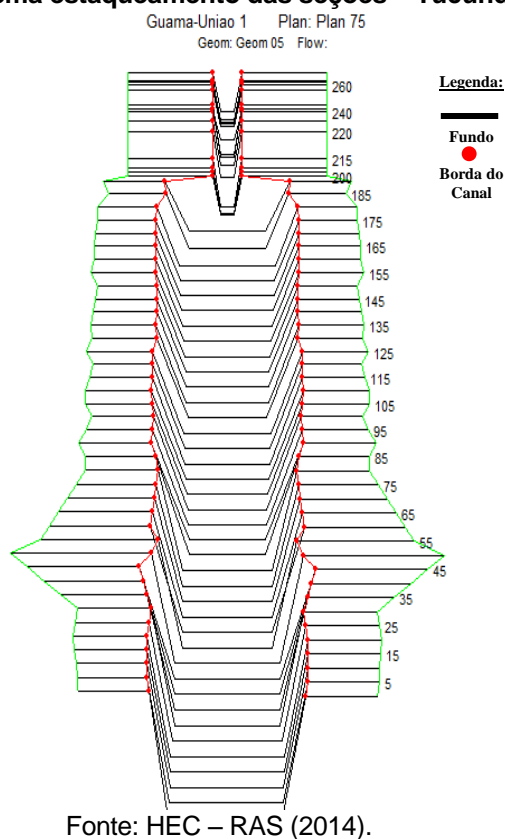
Figura 22- Seção Transversal Tipo – Tucunduba.



Fonte: HEC –RAS (2014).

A Figura 23 representa o esquema geométrico do canal Tucunduba e união em projeção 3D.

Figura 23- Esquema estaqueamento das seções – Tucunduba/União.



9.1.3 Precipitação

Os índices pluviométricos usados na pesquisa tiveram como fonte os estudos desenvolvidos pela LEME (2011).

LEME (2011) no relatório hidrológico do projeto de macrodrenagem da bacia do Tucunduba, realizou estudos estatísticos com dados históricos das precipitações de Belém, considerando como fonte de dados:

- Precipitações diárias para Mosqueiro e Belém.
- Precipitação por hora para Belém (de janeiro 2003 a julho 2012)

O tempo adotado para duração das tomentas foi de 12 horas, pois segundo Santiago (2011) e Tavares (2008), as chuvas em Belém possuem duração geralmente menor que 12 horas, os eventos tempestade característico de Belém que estão relacionados a eventos de inundações observadas em meio urbano, possuem duração média de 12 ou mais horas.

Os hietogramas gerados foram fundamentados no estudo da relação Intensidade-Duração-Frequência - IDF da Prefeitura Municipal de Belém, onde:

$$i = \frac{2300T^{0,20}}{(t + 20)^{0,91}} \quad (86)$$

Em que:

i - intensidade da precipitação em mm/h;

T - período de retorno em anos,

t - duração em minutos.

A relação IDF foi aplicada a durações e períodos de retorno diferentes e produziu intensidades das precipitações pluviométricas, conforme a Tabela 5 a seguir.

Tabela 5-Resultados da relação IDF para Belém, em mm/h para durações e períodos de retorno diferentes.

Duração (minutos)	Período de retorno 1 ano	Período de retorno 2 anos	Período de retorno 5 anos	Período de retorno 10 anos	Período de retorno 25 anos	Período de retorno 50 anos
20	5.6	6.5	7.8	8.9	10.7	12.3
600	6.6	7.6	9.1	10.5	12.6	14.5
540	7.3	8.3	10.0	11.5	13.8	15.9
480	8.0	9.2	11.1	12.8	15.3	17.6
420	9.0	10.4	12.5	14.3	17.2	19.8
360	10.3	11.9	14.3	16.4	19.7	22.6
300	12.1	13.9	16.7	19.1	23.0	26.4
240	14.6	16.8	20.1	23.1	27.8	31.9
180	18.5	21.3	25.6	29.4	35.3	40.5
120	25.6	29.4	35.4	40.6	48.8	56.0
60	42.6	49.0	58.8	67.6	81.2	93.3

Fonte: Leme Engenharia (2011).

Para verificar a consistência das precipitações por hora com a relação IDF, a série cronológica da precipitação por hora foi analisada. Volumes máximos no período disponível foram gerados para durações diferentes (ver Tabela 6) e comparados com os resultados da relação IDF (ver Tabela 5, Tabela 6 e Gráfico 7). Foi possível constatar uma boa correspondência entre ambos, o que não surpreende, uma vez que em teoria, a relação IDF é determinada com base na série cronológica observada.

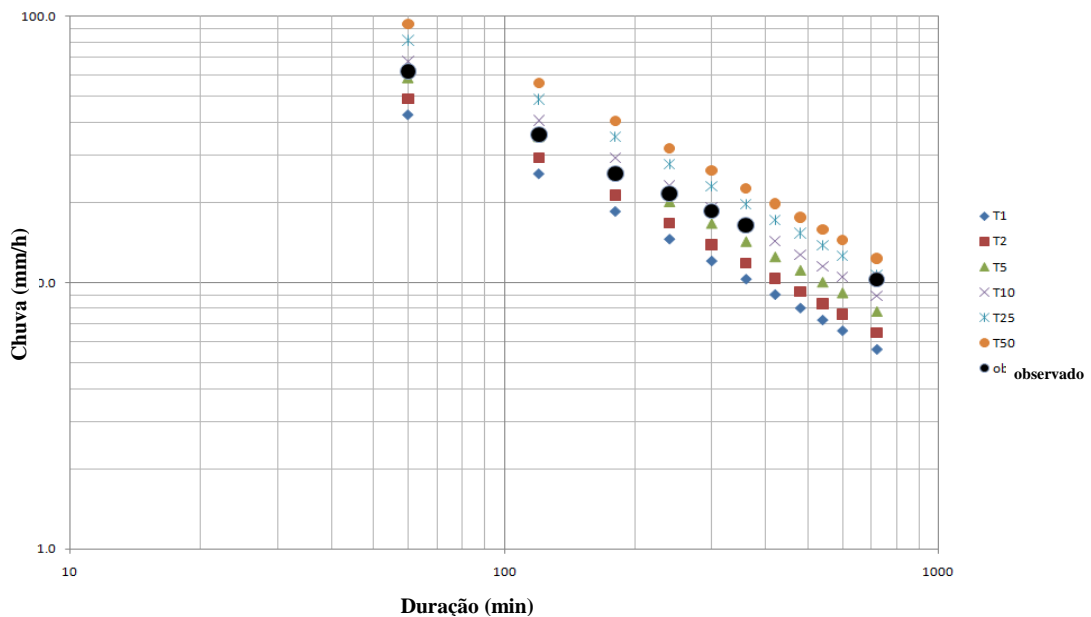
Tabela 6 - Precipitações máximas cumulativas observadas em Belém para durações diferentes

Duração (minutos)	Precipitação máxima cumulativa para uma dada duração (mm)	Intensidade da chuva (mm/h)
720	123.2	10.3
360	98.6	16.4
300	92.8	18.6
240	86.6	21.7
180	77	25.7
120	72	36.0
60	62	62.0

Fonte: Leme Engenharia (2011).

Gráfico 7- Comparação entre a relação IDF e as precipitações máximas observadas para durações diferentes.

Resultados da Intensidade-Duração-Frequência (IDF) para Belém

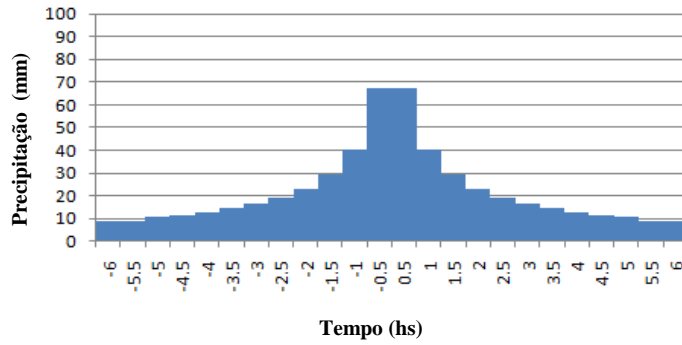


Fonte: Leme Engenharia (2011).

Apesar dos resultados do estudo apontarem correlação entre chuvas observadas e calculadas por IDF, para os TR's 5, 10 e 25 anos, a presente pesquisa considerou os hietogramas gerados para os TR's 10, 25 e 50 anos, por se tratar do estudo de estruturas de macrodrenagem, as quais devem ser dimensionadas para chuvas com TR's 50 a 100 anos, considerando a magnitude de tais estruturas.

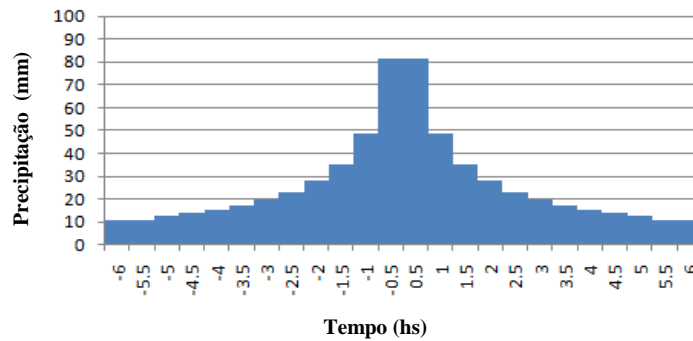
Os hietogramas de chuvas sintéticas tem a intenção representar o cenário de precipitação comum para tempos de retorno diferentes, estão nos Gráfico 8, 9 e 10.

**Gráfico 8-Hietograma de Precipitação de Projeto para chuva com períodos de retorno de 10 anos
T10**



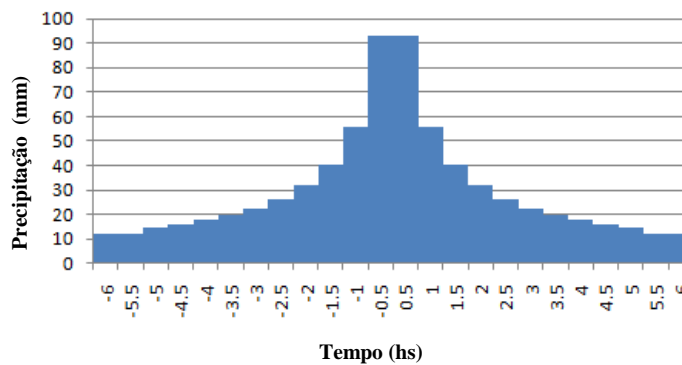
Fonte: LEME Engenharia (2011)

**Gráfico 9-Hietograma de Precipitação de Projeto para chuva com períodos de retorno de 25 anos
T25**



Fonte: LEME Engenharia (2011)

**Gráfico 10-Hietograma de Precipitação de Projeto para chuva com períodos de retorno de 50 anos
T50**



Fonte: LEME Engenharia (2011)

Os gráficos acima apresentam tempos negativos que são resultados da distribuição simétrica. Eles não têm qualquer outro sentido prático.

9.1.4 Maré

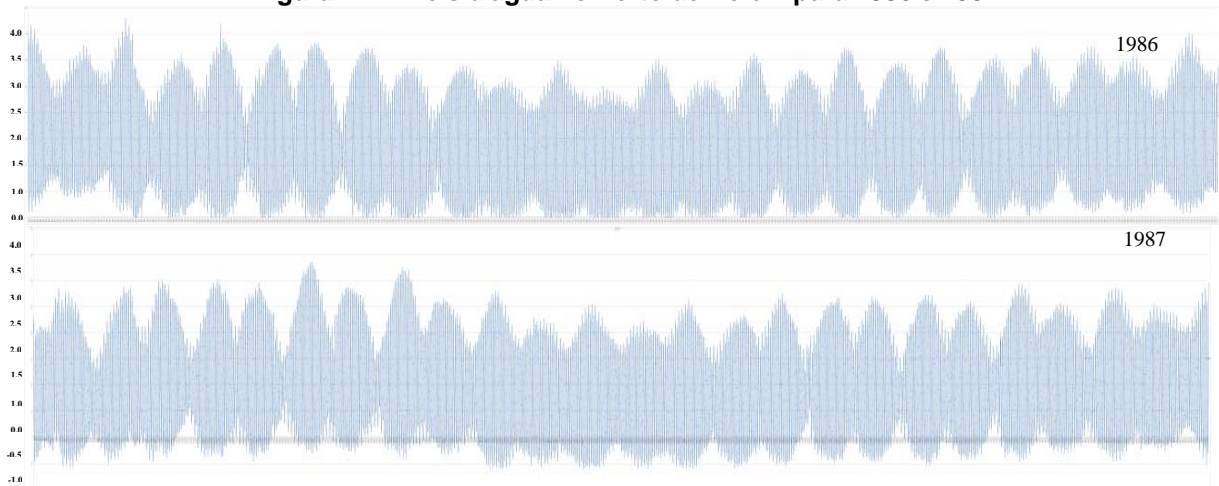
Em todos os igarapés de Belém, o regime de vazão é determinado por dois fenômenos:

- Chuvas intensas, que ocorrem normalmente de Dezembro a Maio;
- Cheias do Rio Guamá, que ocorrem anualmente de Abril a Setembro.

Ambos os fenômenos provocam inundações, sendo que as cheias do Rio Guamá provocam duradouros alagamentos nas áreas de baixada. Já as chuvas podem desencadear ondas de cheias rápidas, que provocam alagamentos de curta duração.

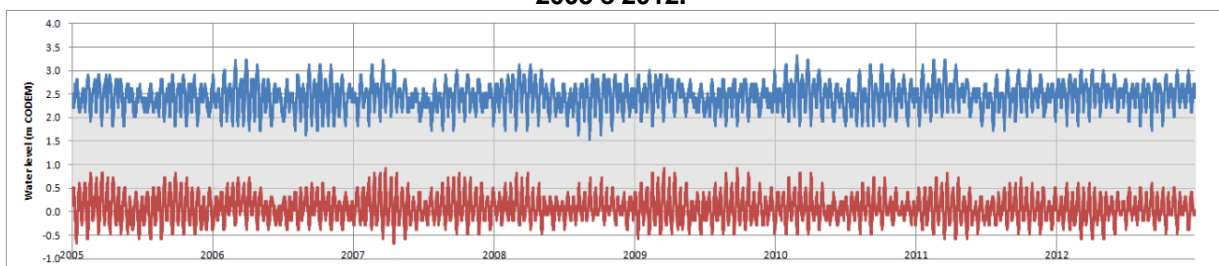
Conforme descrito na metodologia, os níveis históricos d'água máximos e mínimos no porto de Belém, relativos a 1986-1987 medidos no posto de medição de Belém, com intervalos de uma hora (Marégrafo da Prefeitura) (Figura 24) e previsões/cálculos (astronômicos) de marés altas e baixas entre 2005 e 2012 no porto de Belém (Figura 25), foram utilizados com fonte de dados no estudo de marés.

Figura 24- Níveis d'água no Porto de Belém para 1986 e 1987.



Fonte: CODEM (2013).

Figura 25- Níveis de maré alta e baixa calculados/previsos para o Porto de Belém para o período 2005 e 2012.



Fonte: Marinha do Brasil (2013).

Analisando as referidas figuras, foi possível deduzir que:

Existem variações significativas nas marés altas durante os ciclos normais de maré de 14 dias, mas não há efeitos claros significativos sazonais nas marés altas. Isto não implica em não haver efeitos de tempestades do Atlântico ou de vazões altas do Rio Guamá, mas elas não são significativas de acordo com a análise de dados.

Chega-se à mesma conclusão para as marés baixas. Em geral, esperava-se que houvesse um efeito maior das vazões do rio nas marés baixas do que nas altas.

A mesma tendência é observada na Tabela 7, a variação ao longo do período 2005 a 2012 é de somente 40 cm para a maré alta e 30 cm para a maré baixa.

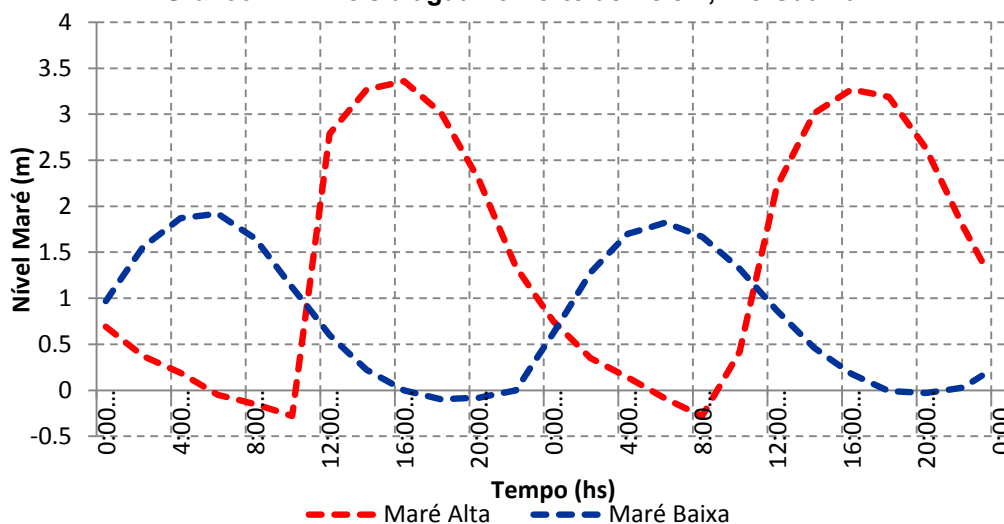
Tabela 7- Marés máximas baixas e altas para os anos 2005 a 2012.

Ano	Maré alta máxima (m CODEM)	Maré baixa mínima (m CODEM)
2005	3.00	-0.60
2006	3.20	-0.60
2007	3.40	-0.50
2008	3.00	-0.60
2009	3.10	-0.50
2010	3.20	-0.90
2011	3.20	-0.40
2012	2.90	-0.70

Fonte: Autor (2014).

Portanto conclui-se que a variação dos níveis de maré ao longo dos anos não foram significativas, logo optou-se por utilizar uma série cronológica histórica de níveis d'água fornecida pela Marinha do Brasil como condição de contorno à jusante para o modelo hidrodinâmico. O Gráfico 11 apresenta o conjunto de dados utilizados.

Gráfico 11- Níveis d'água no Porto de Belém, Rio Guamá.



Fonte: Marinha do Brasil (2013).

9.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA

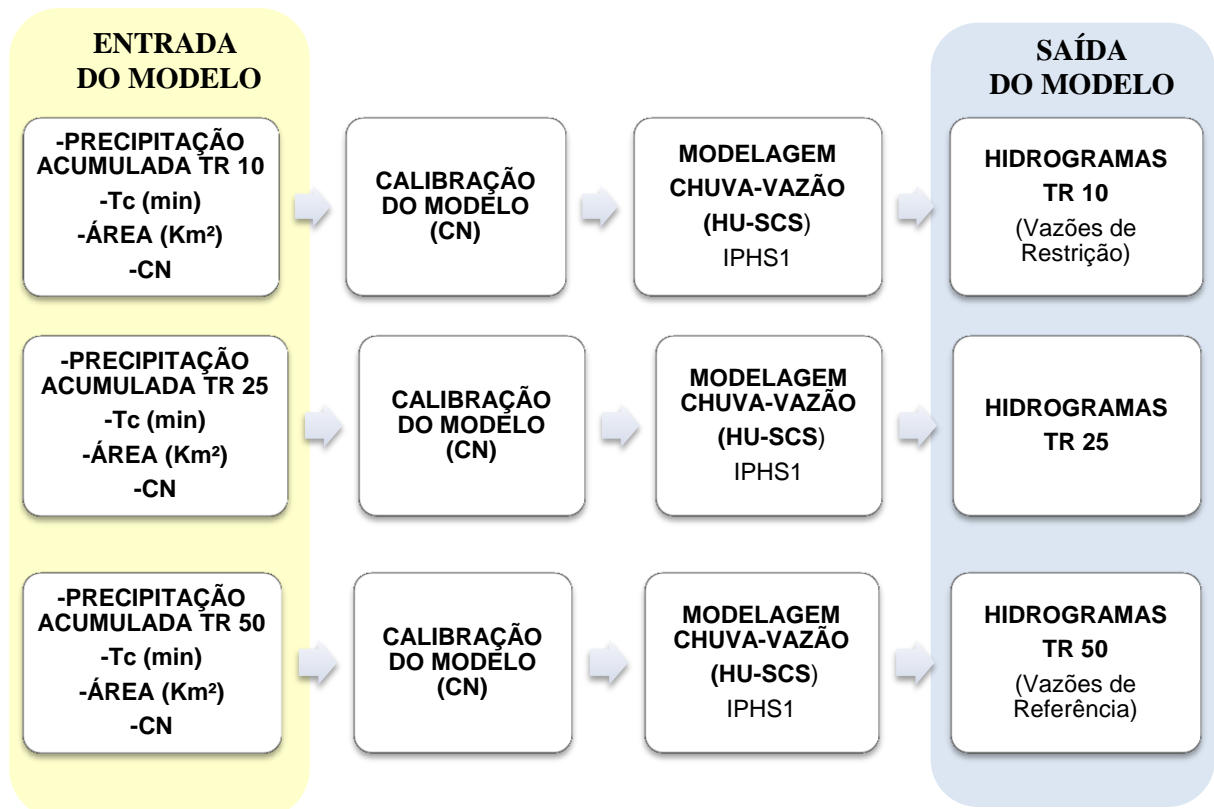
9.2.1 Seleção do Modelo Hidrológico

A etapa de modelagem hidrológica tem o objetivo de gerar um conjunto de hidrogramas sintéticos que represente a condição de escoamento da bacia do Tucunduba. Para tanto o modelo chuva-vazão Hidrograma triangular do SCS foi selecionado, e simulado por meio do software IPHS1.

9.2.2 Definição de Cenários

Os cenários que serão simulados foram estabelecidos durante a etapa de metodologia e são detalhados no Esquema 5.

Esquema 5 - Cenários estabelecidos para a modelagem hidrológica-Resultados



Fonte: Autor, 2014.

9.2.3 Dados de Entrada do Modelo

- Tempo de Concentração (t_c) e área das sub-bacia (A):

Para determinação do tempo de concentração (t_c) foram necessários os valores; comprimento do talvegue e declividade de cada sub-bacia. O comprimento do talvegue foi determinado por meio da equação do comprimento equivalente (l_e), conforme revisão da literatura (equação 8), a qual considera área e perímetro das sub-bacias.

Em relação à área e declividade das sub-bacias, os dados foram obtidos na etapa de caracterização da bacia, conforme Figura 20.

A Tabela 8 apresenta as variáveis utilizadas para determinação do tempo de concentração das sub-bacias.

Tabela 8- Variáveis para Determinação do Tempo de Concentração das Sub-bacias.

Sub-Bacia	Perímetro Sub-Bacia (Km^2)	Coefficiente de Compacidade (K_c)	Largura Equivalente - l_e (km)	Declividade (i) (m/Km)
1	4,50	1,32	0,55	1,00
2	4,00	1,57	0,31	0,50
3	4,19	1,16	0,81	1,10
4	4,01	1,23	0,61	0,90
5	2,70	1,24	0,40	0,40
6	6,36	1,49	0,56	1,50
7	2,55	1,25	0,36	0,30
8	2,93	1,26	0,41	0,50
9	2,94	1,45	0,27	0,30
10	1,61	1,20	0,26	0,10
11	1,77	1,13	0,43	0,20
12	1,83	1,09	0,34	0,20
13	3,78	1,49	0,33	0,50
14	2,18	1,19	0,38	0,30
15	1,92	1,75	0,11	0,10
16	1,57	1,38	0,17	0,10
17	2,41	1,57	0,18	0,20
18	3,79	1,46	0,35	0,60
19	2,35	1,31	0,40	0,50
20	4,59	1,68	0,30	0,60

Fonte: Autor, 2014.

Com base nos valores acima, na Tabela 9 são apresentados os valores calculados das duas variáveis de entrada do modelo hidrológico, área e tempo de concentração.

Tabela 9– Variáveis de Entrada do Modelo, Área e Tempo de Concentração.

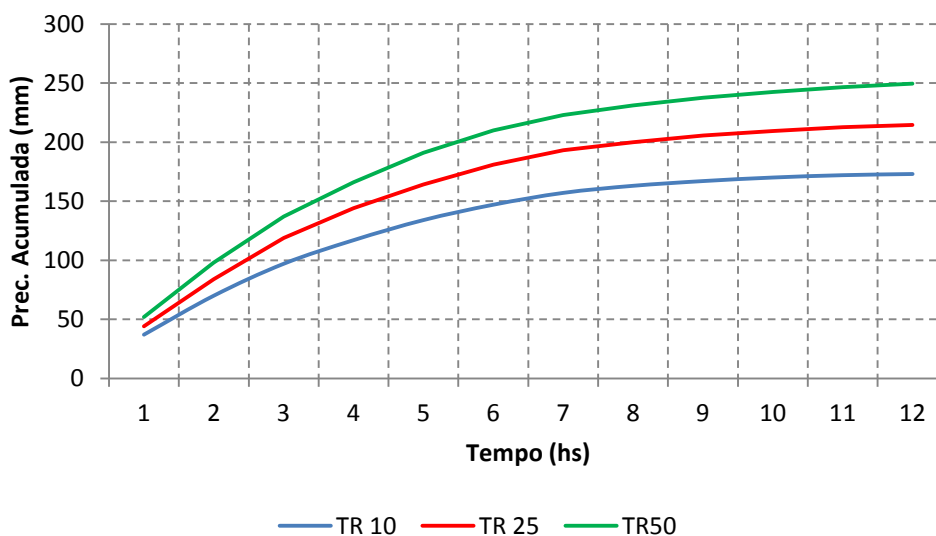
Sub-Bacia	Tempo de Concentração t_c (min)	Área (Km^2)
1	36,17	0,96
2	29,85	0,51
3	46,85	1,04
4	40,38	0,84
5	39,80	0,38
6	31,03	1,45
7	41,49	0,33
8	37,77	0,43
9	33,36	0,32
10	49,67	0,14
11	55,40	0,19
12	40,00	0,22
13	31,49	0,51
14	42,99	0,27
15	25,88	0,10
16	34,96	0,10
17	28,86	0,19
18	30,98	0,54
19	36,75	0,49
20	27,29	0,59

Fonte: Autor, 2014.

➤ Precipitação (P):

As séries sintéticas de precipitação para os TR's 10, 25 e 50 anos, apresentadas no item precipitação, são o conjunto de dados de entrada que serão roteados a partir das características morfológicas das sub-bacias e transformados em vazão. No entanto os dados foram trabalhados para as exigências do software IPHS1. A forma de apresentação do conjunto de precipitações para o IPHS1 será como tormenta acumulada com intervalo horário e duração de 12 horas, conforme apresentado no Gráfico 12, com valores na Tabela 10.

Gráfico 12– Precipitação Acumulada.



Fonte: Autor (2014)

Tabela 10– Precipitação Acumulada.

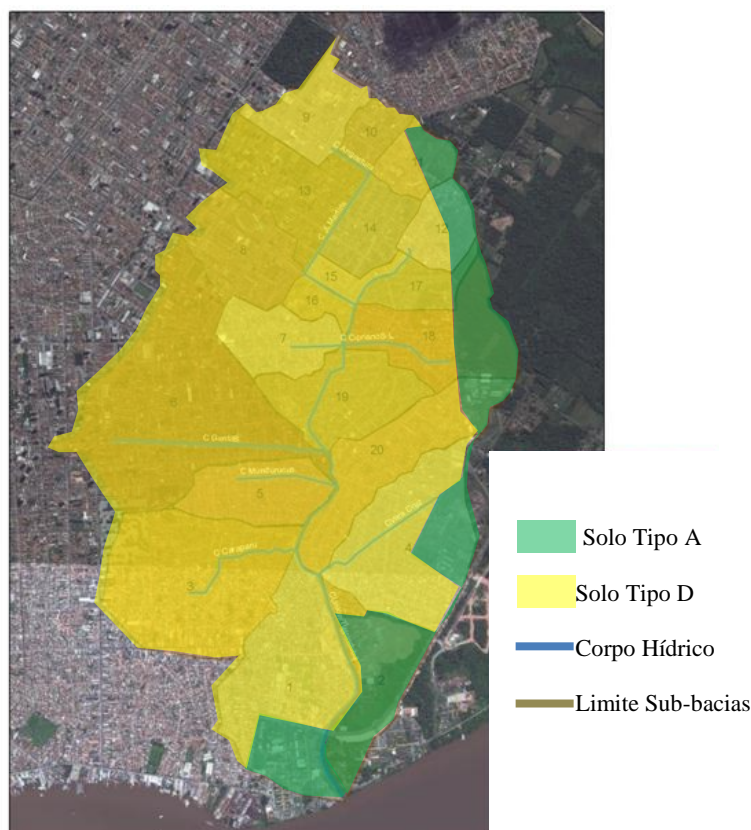
Duração (h)	Precipitação Acumulada (mm)		
	TR 10	TR25	TR50
1	37,0	44,0	52,0
2	70,0	84,0	98,0
3	97,0	119,0	137,0
4	117,0	144,0	166,0
5	134,0	164,0	191,0
6	147,0	181,0	210,0
7	157,0	193,0	223,0
8	163,0	200,0	231,0
9	167,0	205,5	237,5
10	170,0	209,5	242,5
11	172,0	212,5	246,5
12	173,0	214,5	249,5

Fonte: Autor (2014)

➤ Curver Number (CN):

Estudos realizados por Cacela Filho et al. (2007), indicam a existência de dois tipos de solo na bacia do Tucunduba, de acordo com a classificação do SCS para tipos de solos (Quadro 2, revisão de literatura). A Figura 26 apresenta a divisão dos tipos de solo da bacia do Tucunduba, segunda a classificação SCS.

Figura 26- Divisão dos Tipos de Solo da Bacia do Tucunduba de Acordo com a classificação do SCS.



Fonte: Adaptado de Cacela Filho et al. (2007).

Os valores de CN foram determinados para cada sub-bacia segundo a Tabela 2 do método SCS. Para as sub-bacias em que há presença dos dois tipos de solo (A e D), foram calculadas as médias dos CN guardando as proporções das áreas, indicadas pelo estudo de Cacela Filho et al. (2007).

Os valores de CN estabelecidos de acordo com a literatura por sub-bacia são apresentados na Tabela 11, a seguir:

Tabela 11– Valores de CN por sub-bacia.

Sub-Bacia	Tipo de Solo	CN Literatura
1	A/D	87,50
2	A	77,00
3	D	92,00
4	A/D	87,50
5	D	92,00
6	D	92,00
7	D	92,00
8	D	92,00
9	D	92,00
10	D	92,00
11	D	92,00
12	A/D	85,25
13	D	92,00
14	D	92,00
15	D	92,00
16	D	92,00
17	A/D	89,00
18	A/D	87,50
19	D	92,00
20	A/D	89,75

Fonte: Autor, 2014.

9.2.4 Calibração do Modelo

Como ainda não há valores de CN definidos para condições brasileiras, o valor de CN é estimado, na prática. As experiências de diversos projetistas e pesquisadores têm mostrado que, adotando os CN's apresentados na literatura (Tabela 2), a vazão de pico costuma ser superestimada, cerca de 30 a 40%, quando comparada com outros métodos.

Logo os CN's estabelecidos com base na literatura (Tabela 11) foram reduzidos em 30 e 40%, conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12– Valores de CN Ajustados 30 e 40%.

Sub	Tipo de Solo	CN Literatura	CN 30%	CN 40%
1	A/D	87.50	61.25	52.50
2	A	77	53.90	46.20
3	D	92	64.40	55.20
4	A/D	87.50	61.25	52.50
5	D	92	64.40	55.20
6	D	92	64.40	55.20
7	D	92	64.40	55.20
8	D	92	64.40	55.20
9	D	92	64.40	55.20
10	D	92	64.40	55.20
11	D	92	64.40	55.20
12	A/D	85.25	59.68	51.15
13	D	92	64.40	55.20
14	D	92	64.40	55.20
15	D	92	64.40	55.20
16	D	92	64.40	55.20
17	A/D	89.00	62.30	53.40
18	A/D	87.50	61.25	52.50
19	D	92	64.40	55.20
20	A/D	89.75	62.83	53.85

Fonte: Autor, 2014.

O software IPHS1 permite a inserção manual do CN, assim o modelo HU-SCS foi rodado para três cenários: CN estabelecido pela literatura, CN literatura menos 30% e CN literatura menos 40%. Os hidrogramas de saída foram comparados com os hidrogramas paramétricos, dos estudos hidrológicos dos projetos de macrodrenagem da Bacia do Tucunduba e Bacia da Estrada Nova. Os valores de CN que apresentaram melhor correlação entre os hidrogramas de saída e paramétricos foram selecionados, e são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13-Valores de CN selecionados, segundo comparação entre hidrogramas paramétricos.

Sub	Tipo de Solo	CN Literatura	CN 30%	CN 40%	CN Final
1	A/D	87.50	61.25	52.50	60
2	A	77	53.90	46.20	62
3	D	92	64.40	55.20	62
4	A/D	87.50	61.25	52.50	65
5	D	92	64.40	55.20	62
6	D	92	64.40	55.20	55
7	D	92	64.40	55.20	70
8	D	92	64.40	55.20	62
9	D	92	64.40	55.20	60
10	D	92	64.40	55.20	70
11	D	92	64.40	55.20	70
12	A/D	85.25	59.68	51.15	62
13	D	92	64.40	55.20	65
14	D	92	64.40	55.20	70
15	D	92	64.40	55.20	64
16	D	92	64.40	55.20	70
17	A/D	89.00	62.30	53.40	62
18	A/D	87.50	61.25	52.50	56
19	D	92	64.40	55.20	60
20	A/D	89.75	62.83	53.85	55

Fonte: Autor, 2014.

Foi necessário um último ajuste nos valores de CN final (Tabela 13), isso porque alguns hidrogramas ainda apresentavam vazões acima do esperado em relação aos hidrogramas paramétricos. Os valores de CN finais ajustados são estão na Tabela 14.

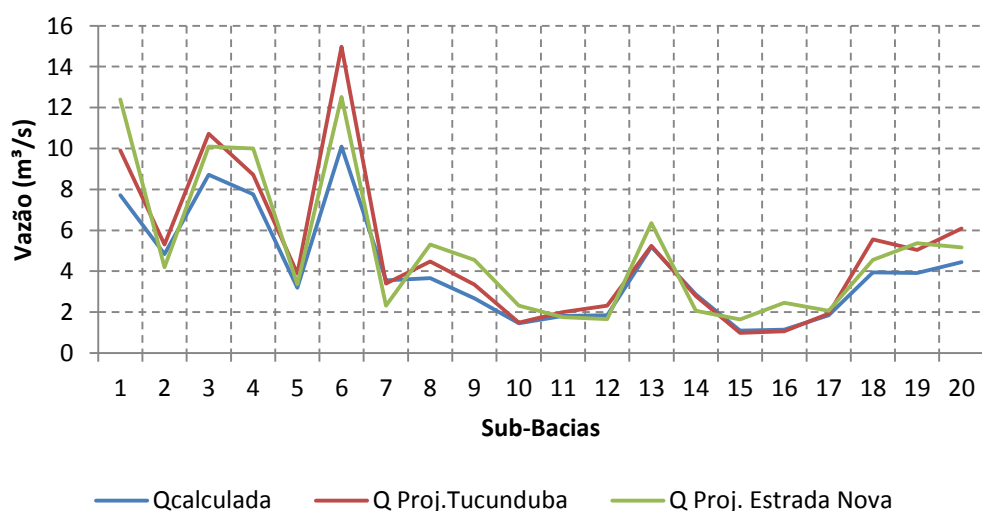
Tabela 14- Valores CN Final

Sub	Tipo de Solo	CN Literatura	CN 30%	CN 40%	CN Final Ajustados
1	A/D	87.50	61.25	52.50	60
2	A	77	53.90	46.20	62
3	D	92	64.40	55.20	62
4	A/D	87.50	61.25	52.50	65
5	D	92	64.40	55.20	62
6	D	92	64.40	55.20	55
7	D	92	64.40	55.20	70
8	D	92	64.40	55.20	62
9	D	92	64.40	55.20	60
10	D	92	64.40	55.20	70
11	D	92	64.40	55.20	70
12	A/D	85.25	59.68	51.15	62
13	D	92	64.40	55.20	65
14	D	92	64.40	55.20	70
15	D	92	64.40	55.20	64
16	D	92	64.40	55.20	70
17	A/D	89.00	62.30	53.40	62
18	A/D	87.50	61.25	52.50	56
19	D	92	64.40	55.20	60
20	A/D	89.75	62.83	53.85	55

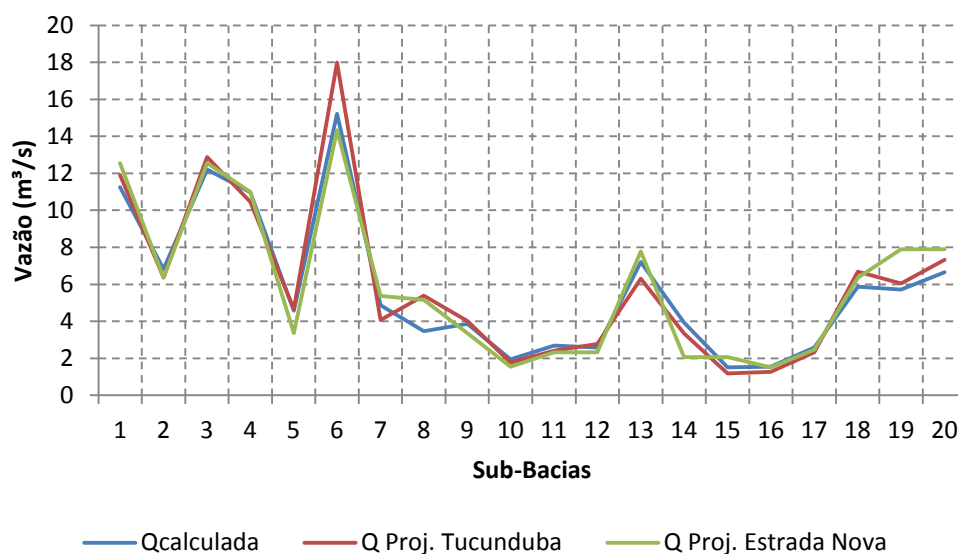
Fonte: Autor, 2014.

Os Gráfico 13, 14 e 15, apresentam a comparação entres as vazões de pico dos hidrogramas calculadas pelo IPHS1, com as vazões de pico do hidrogramas paramétricos.

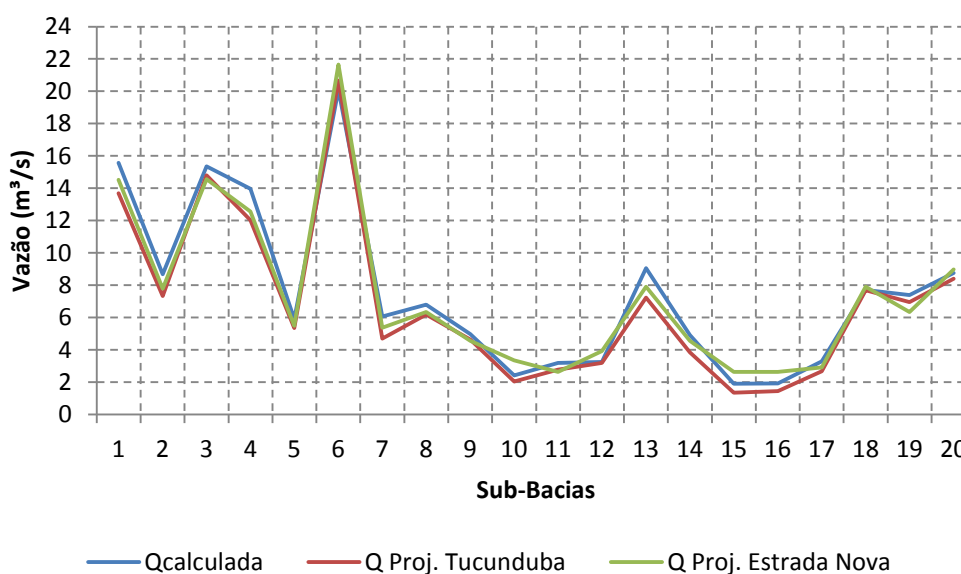
Gráfico 13– Comparação da Vazão de Pico para CN final – TR10.



Fonte: Autor, 2014.

Gráfico 14 – Comparação da Vazão de Pico para CN final – TR25.

Fonte: Autor, 2014.

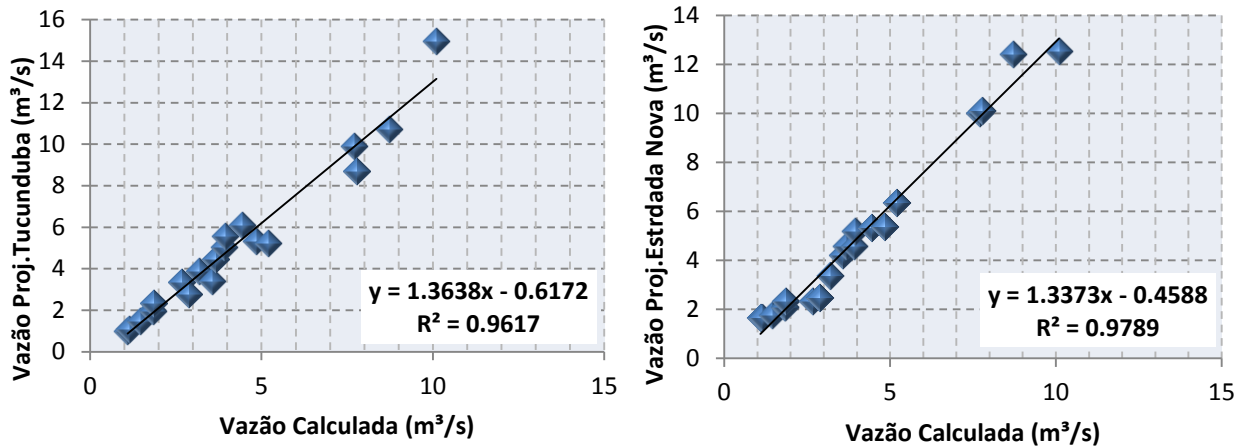
Gráfico 15 – Comparação da Vazão de Pico para CN final – TR50.

Fonte: Autor, 2014.

Analisando os gráficos apresentados acima, percebe-se inicialmente que os ajustes realizados para o CN, apresenta-se adequados, em relação à comparação direta das vazões de pico calculadas com as paramétricas. De modo geral os gráficos apresentam valores de vazão aproximados.

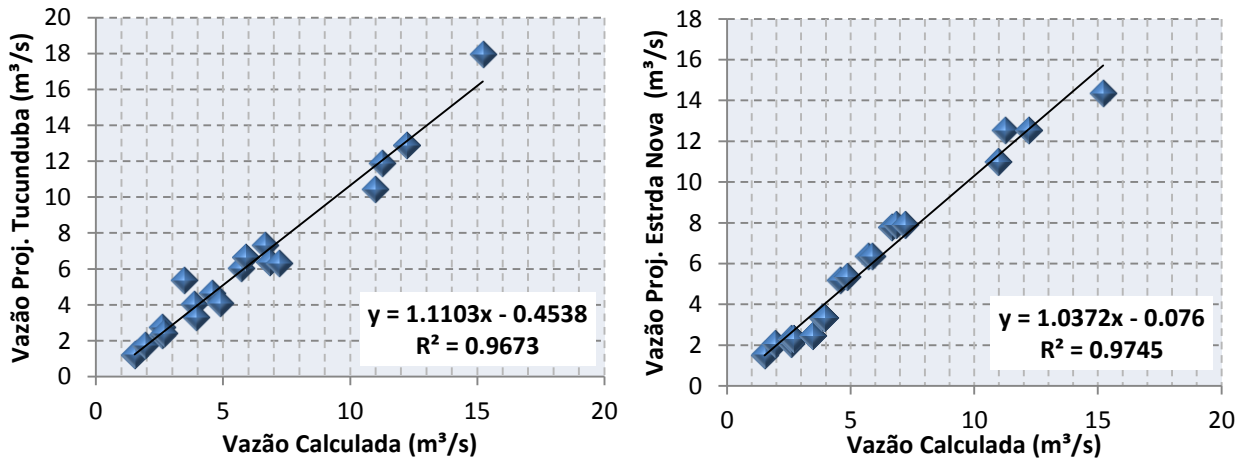
No entanto, testes de regressão linear também foram realizados, a fim de verificar a correlação entre os picos de vazões calculados e paramétricos. Os resultados são apresentados nos Gráfico 16, 17 e 18.

Gráfico 16 - Regressão Linear Vazões TR 10



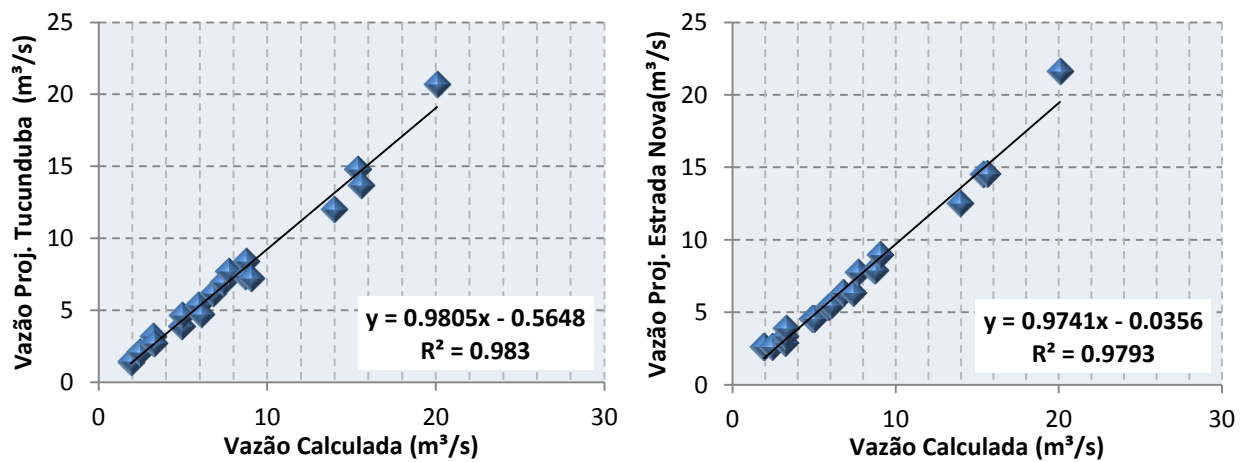
Fonte: Autor 2014

Gráfico 17- Regressão Linear Vazões TR 25



Fonte: Autor 2014

Gráfico 18- Regressão Linear Vazões TR 50



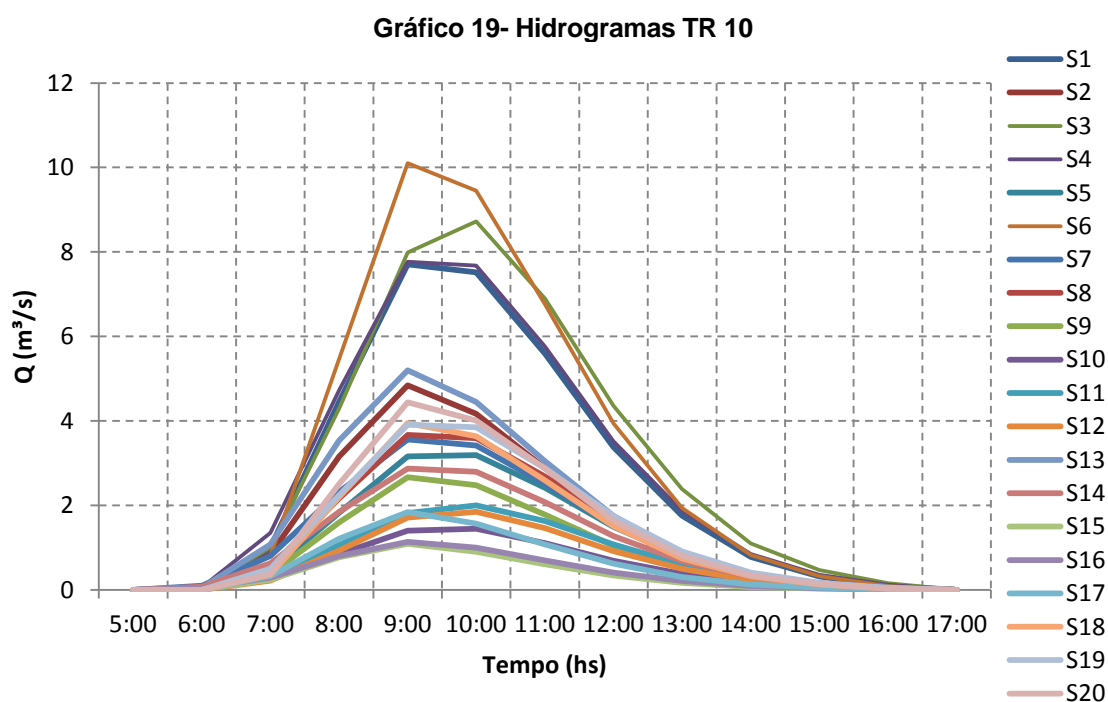
Fonte: Autor 2014

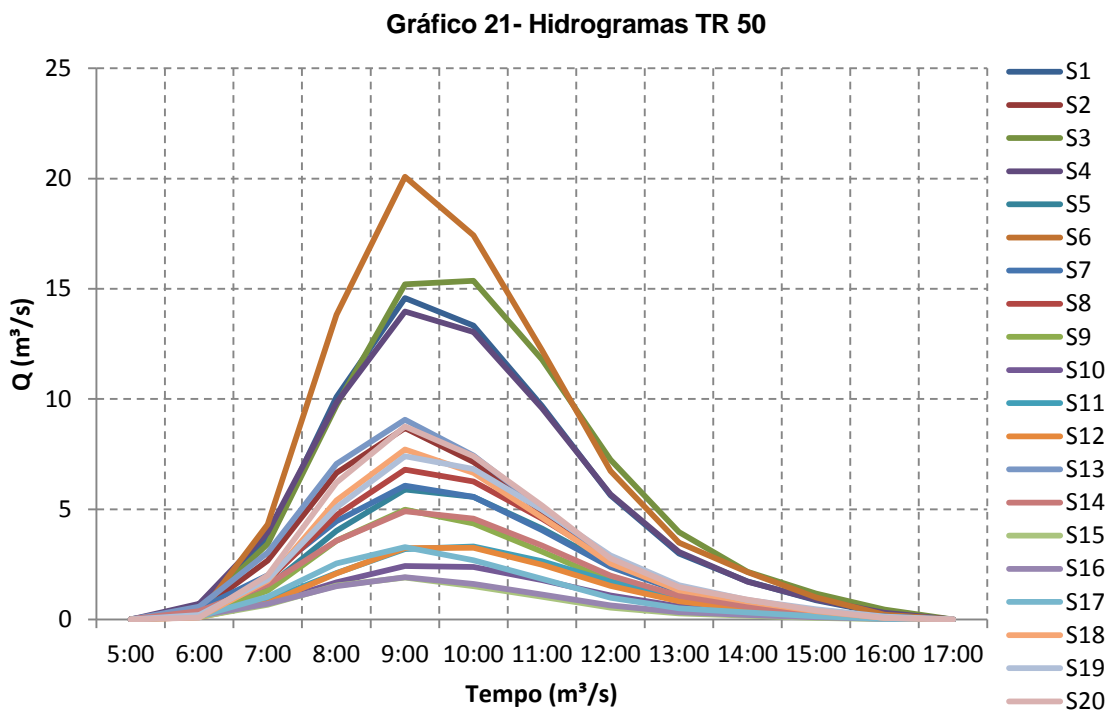
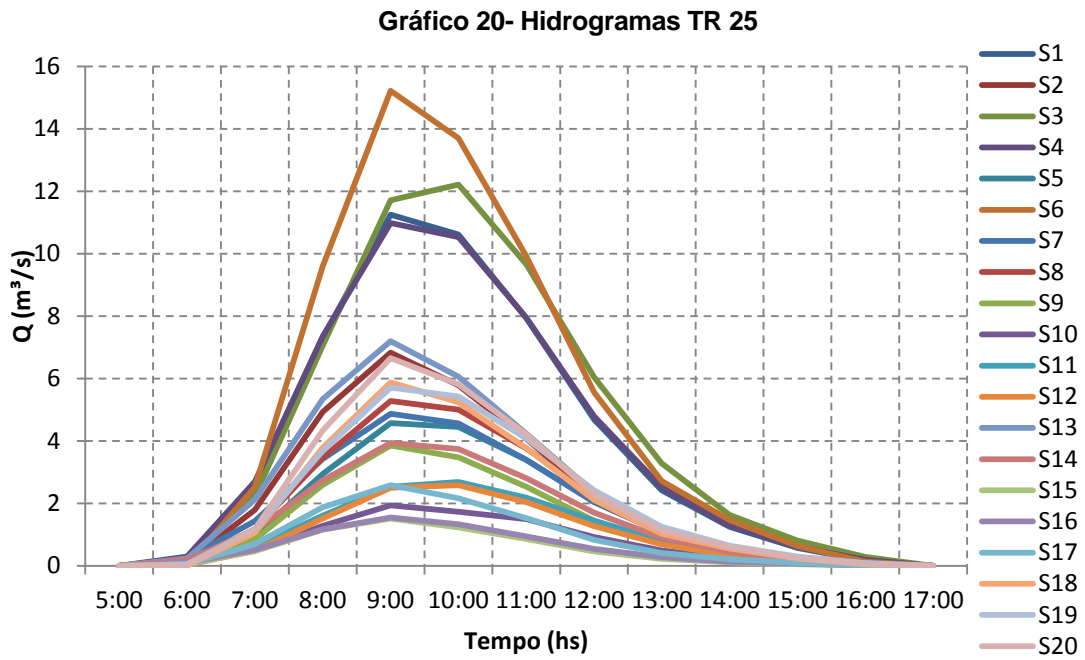
Nos gráficos de regressão linear, observa-se que os coeficientes R^2 estão entre 0,98 e 0,96, próximos a 1 o que indica boa correlação entre os dados da amostra. Desta forma, confirma-se que a calibração foi realizada de forma satisfatória.

9.3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDROLÓGICOS

Nesse item serão apresentados os hidrogramas resultantes da modelagem hidrológica da bacia do Tucunduba. Os hidrogramas de saída foram distribuídos em três gráficos; hidrogramas com vazões geradas para chuvas com TR 10, hidrogramas para chuvas com TR 25 e hidrogramas para chuvas com TR 50.

A representação gráfica das vazões por duração do evento pluviométrico foi estabelecida por sub-bacia, conforme os Gráfico 19, 20 e 21.





Os valores das vazões de picos dos hidrogramas são apresentados na Tabela

15:

Tabela 15– Valores de Picos dos Hidrogramas.

SUB1	T10	T25	T50
1	7,71	11,25	15,58
2	4,84	6,83	8,69
3	8,72	12,21	15,36
4	7,77	10,98	13,97
5	3,19	4,57	5,9
6	10,1	15,22	20,08
7	3,56	4,87	6,07
8	3,67	3,47	6,79
9	2,67	3,86	4,98
10	1,45	1,94	2,43
11	1,82	2,69	3,2
12	1,85	2,59	3,25
13	5,2	7,2	9,06
14	2,87	3,94	4,91
15	1,09	1,52	1,91
16	1,14	1,55	1,92
17	1,84	2,59	3,29
18	3,95	5,88	7,71
19	3,91	5,71	7,4
20	4,44	6,66	8,75

Fonte: Aplicativo IPHS1 (2014).

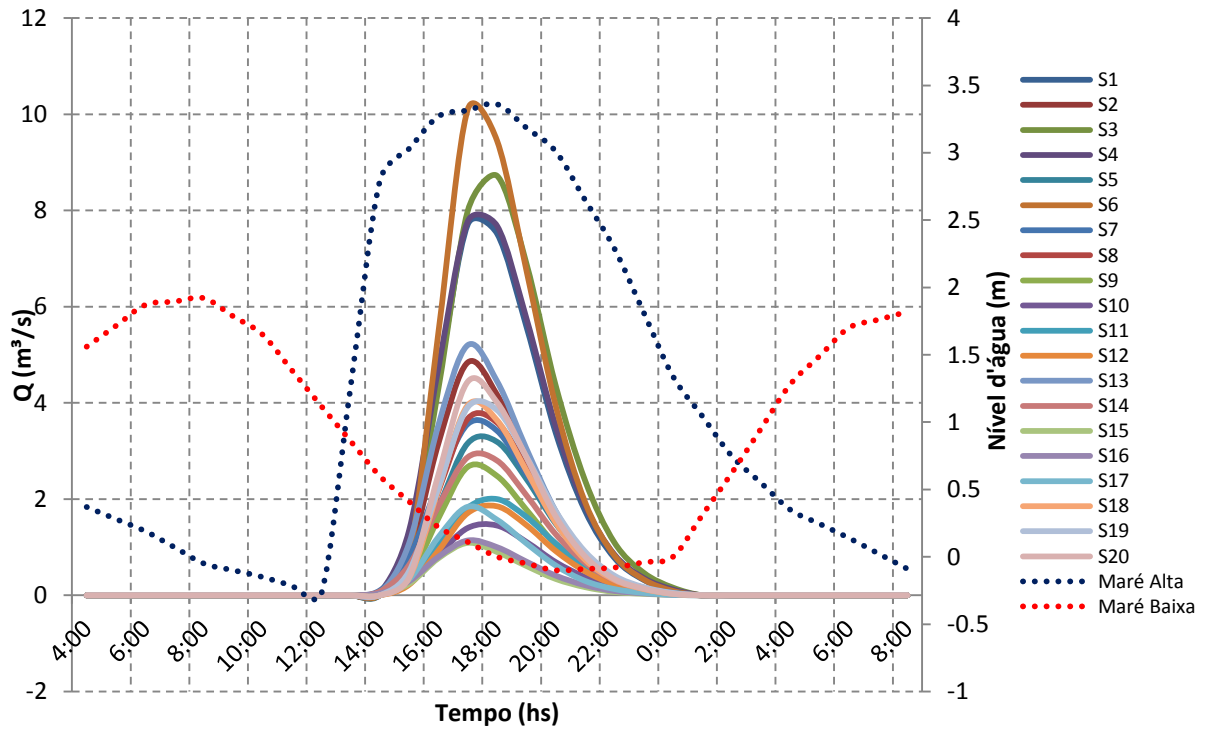
9.4 ACOPLAMENTO DO MODELO HIDROLÓGICO COM MARÉ

Uma vez claras e significativas que a coincidência de altos níveis d'água de maré com grandes chuvas, tem causados grandes volumes de cheia no canal Tucunduba, fez-se necessário a simulação de tal cenário conforme descrito na etapa metodologia.

Devido à incerteza se a maré alta ocorrerá no momento da tempestade, o evento de precipitação foi simulado conjuntamente com uma maré alta e uma maré baixa, com vazão de pico coincidindo com o pico da maré alta e com o vale da maré baixa. As situações criadas sinteticamente são apresentadas, nos Gráfico 22, 23 e 24.

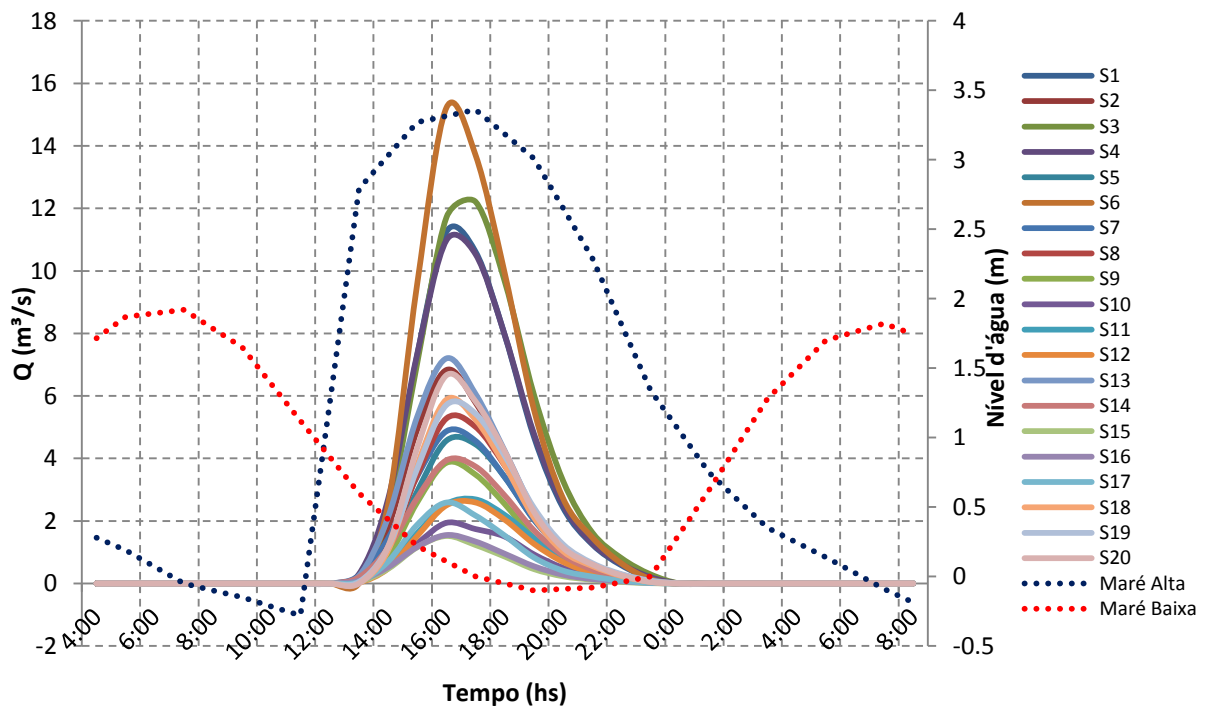
O tempo dos hidrogramas de saída do modelo hidrológico foram ajustados para que o momento de pico da vazão seja o mesmo do pico e vale das marés. Os cenários de coincidência apresentados a seguir, são estatisticamente independentes, contudo a hipótese de ocorrência considera os dados de vazão e maré calculados e medidos na bacia do Tucunduba.

Gráfico 22– Hidrogramas de entrada do modelo hidrodinâmico TR 10 com Coincidência de Maré Alta e Baixa.



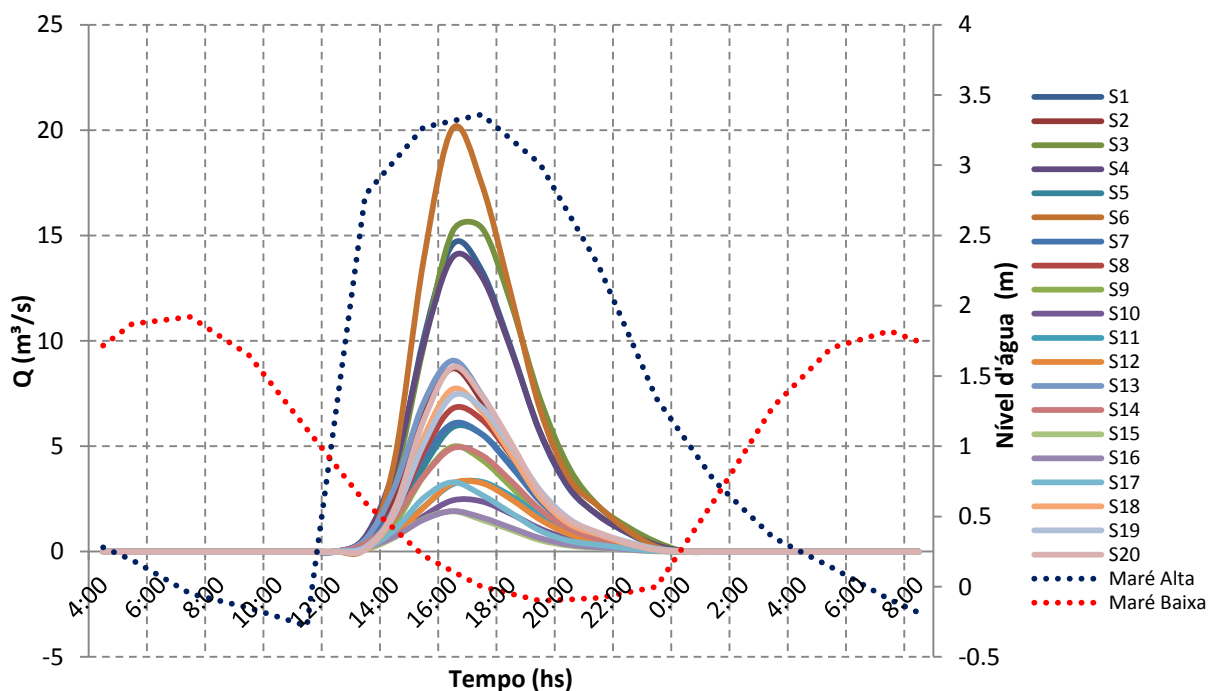
Autor 201

Gráfico 23– Hidrogramas de entrada do modelo hidrodinâmico TR 25 com Coincidência de Maré Alta e Baixa.



Autor 2014

Gráfico 24– Hidrogramas de entrada do modelo hidrodinâmico TR 50 com Coincidência de Maré Alta e Baixa.



Fonte: Autor, 2014.

9.5 MODELAGEM HIDRODINÂMICA

9.5.1 Seleção do Modelo hidrodinâmico

A natureza oscilante do Tucunduba, devido à variação constante da maré, exige o uso de um modelo hidrodinâmico instável para qualquer estudo hidráulico que venha ser realizado para o Igarapé.

Além disso, as direções do fluxo ao longo da bacia são muitíssimo distintas. Os fluxos predominantes seguem os caminhos naturais e aqueles feitos pelo homem. Portanto, um modelo hidrodinâmico instável 1D será satisfatório para a realização dos estudos hidráulicos nesse Igarapé.

Assim decidiu-se usar a ferramenta de modelagem hidrodinâmica HEC-RAS que permite realizar cálculos unidimensionais estáveis e instáveis para uma rede completa de canais naturais e artificiais. O HEC-RAS foi desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do US Army Corps of Engineers.

9.5.2 Dados de Entrada do Modelo

O sistema de simulação do software HEC-RAS para as condições do canal Tucunduba, baseia-se em dois principais conjuntos de dados. O primeiro é conjunto de dados geométricos do canal, o segundo, chamado de condições de contorno, é o conjunto de dados que representam o regime de escoamento variável no canal.

➤ Dados Geométricos:

Nessa etapa o programa será alimentado pelos dados geométricos do canal. As variáveis de entrada são os dados dos perfis longitudinais e transversais, por estaca. A Tabela 16 apresenta os dados de entrada que nortearam o cenário geométrico.

Tabela 16– Dados de Entrada do Cenário Geométrico.

Estacas (m)		Local		Perfil Longitudinal (m)			Perfil Transversal		
Estacas	Lado Esquerdo	Canal	Lado Direito		Nível Fundo	Nível Margem Direita	Nível Margem Esquerda	B	B
0	0	0	0	Rio Guamá	-1,76	3,40	3,20	30	20
2	50	50	50	-	-1,66	3,42	3,22	30	20
5	50	50	50	-	-1656	3,43	3,24	30	20
8	COMPORTA			Av.Perimetral		COMPORTA			
10	100	100	100	-	-1553	3,47	3,29	30	20
15	100	100	100	-	-1449	3,5	3,33	30	20
20	100	100	100	-	-1346	3,53	3,38	30	20
25	100	100	100	-	-1242	3,57	3,42	30	20
30	100	100	100	-	-1239	3,6	3,47	30	20
35	100	100	100	-	-1035	3,64	3,51	30	20
40	100	100	100	-	-0,932	3,67	3,56	30	20
45	100	100	100	-	-0,828	3,7	3,6	30	20
50	100	100	100	-	-0,725	3,74	3,65	30	20
55	100	100	100	-	-0,621	3,77	3,69	30	20
60	100	100	100	-	-0,518	3,8	3,74	30	20
65	100	100	100	-	-0,414	3,84	3,78	30	20
70	100	100	100	-	-0,311	3,87	3,83	30	20
75	100	100	100	-	-0,207	3,91	3,87	30	20
80	100	100	100	-	-0,104	3,94	3,92	30	20
85	100	100	100	Rua São Domingos	0	3,97	3,96	30	20
90	100	100	100	-	0,083	4006	4006	30	20
95	100	100	100	-	0,167	4012	4012	30	20
100	100	100	100	-	0,257	4018	4018	30	20
105	100	100	100	-	0,351	4024	4024	30	20
110	100	100	100	-	0,445	4,03	4,03	30	20

115	100	100	100	-	0,539	4036	4036	30	20
120	100	100	100	-	0,633	4042	4042	30	20
125	100	100	100	-	0,728	4048	4048	30	20
130	100	100	100	-	0,824	4054	4054	30	20
135	100	100	100	-	0,92	4,06	4,06	30	20
140	100	100	100	-	1016	4066	4066	30	20
145	100	100	100	-	1111	4072	4072	30	20
150	100	100	100	-	1207	4078	4078	30	20
155	100	100	100	-	1302	4084	4084	30	20
160	100	100	100	-	1397	4,09	4,09	30	20
165	100	100	100	-	1493	4096	4096	30	20
170	100	100	100	-	1588	4102	4102	30	20
175	100	100	100	-	1684	4108	4108	30	20
180	100	100	100	-	1,76	4114	4114	30	20
185	100	100	100	-	1,76	4,12	4,12	30	20
190	100	100	100	-	1,76	4126	4126	6	3
200	100	100	100	Tv. Vileta	1,76	4,13	4,13	6	3
205	40	40	40	-	2,3	3,8	3,8	6	3
210	40	40	40	-	1,8	3,9	3,9	6	3
215	40	40	40	-	1,72	4,05	4,05	6	3
220	40	40	40	-	2,75	4,55	4,55	6	3
225	40	40	40	-	2,7	4,5	4,5	6	3
230	40	40	40	-	3	4,85	4,85	6	3
240	40	40	40	-	3,19	4,3	4,3	6	3
245	40	40	40	-	3,18	4,65	4,65	6	3
250	40	40	40	-	3195	4,87	4,87	6	3
255	40	40	40	-	3,2	4,87	4,87	6	3
260	40	40	40	-	3,22	4,65	4,65	6	3
265	40	40	40	Tv. Mauriti	3,65	4,9	4,9	6	3

Fonte: Autor, 2014.

➤ **Dados Hidráulicos:**

No total, foram consideradas três áreas principais, com rugosidades diferentes ao longo do canal. O Quadro 5 resume essas áreas, com seus respectivos coeficientes de Manning, determinados a partir da literatura.

Quadro 5- Áreas de Rugosidade

Tipo de área	Coefficiente de Rugosidade (n)
Fundo do canal Principal - natural	0,04
Paredes do canal Principal-concreto	0,025
Planície de Inundação Urbana	0,045

Fonte: Pesquisa bibliográfica, 2014.

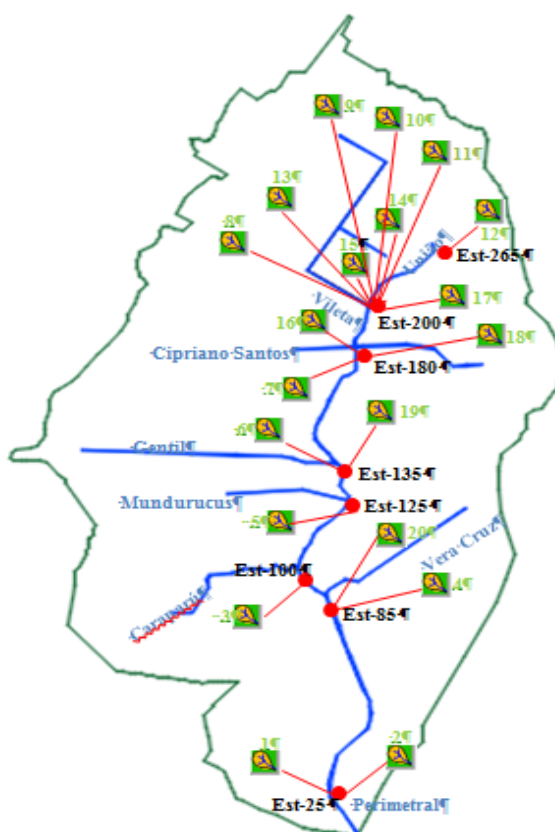
➤ **Dados de Escoamento**

Para simulações em regime de escoamento variável, o HEC-RAS precisa de condições de contorno a montante e a jusante do canal. Foi determinado que as condições de contorno para o canal estudado, serão o conjunto de hidrogramas gerados a partir da etapa modelagem hidrológica e a jusante uma série histórica de nível d'água do Rio Guamá. Tais condições são consideradas como representativas dos sistemas naturais que influenciam no escoamento do canal Tucunduba.

➤ **A Montante e lateral:**

Os hidrogramas de saída do modelo hidrológico foram gerados por sub-bacia de contribuição para os TR 10, 25 e 50. Esses foram sistematizados, a partir da soma dos hidrogramas da sub-bacias que contribuem com escoamento direto ou indireto (por tributários), para mesma estaca do canal Tucunduba, resultando em um hidrograma para cada estaca de confluência dos canais tributários, um hidrograma na cabeceira do canal união e um último na altura da Av. Perimetral. A apresentação da síntese do planejamento com a soma dos hidrogramas e a entrada nas respectivas estacas pode ser vista na Figura 27

Figura 27-Hidrogramas das sub-bacias de contribuição por estaca de entrada no canal Tucunduba



Fonte: Autor, 2014.

➤ **A Jusante:**

A condição de contorno a jusante corresponde a variável, nível d'água, os dados foram uma série histórica para maré baixa e outra para maré alta. A inserção dos dados foram na estaca zero correspondente a primeira estaca de jusante no esquema geométrico do canal no HEC-RAS. A Tabela 17 apresenta os valores de ambas às séries.

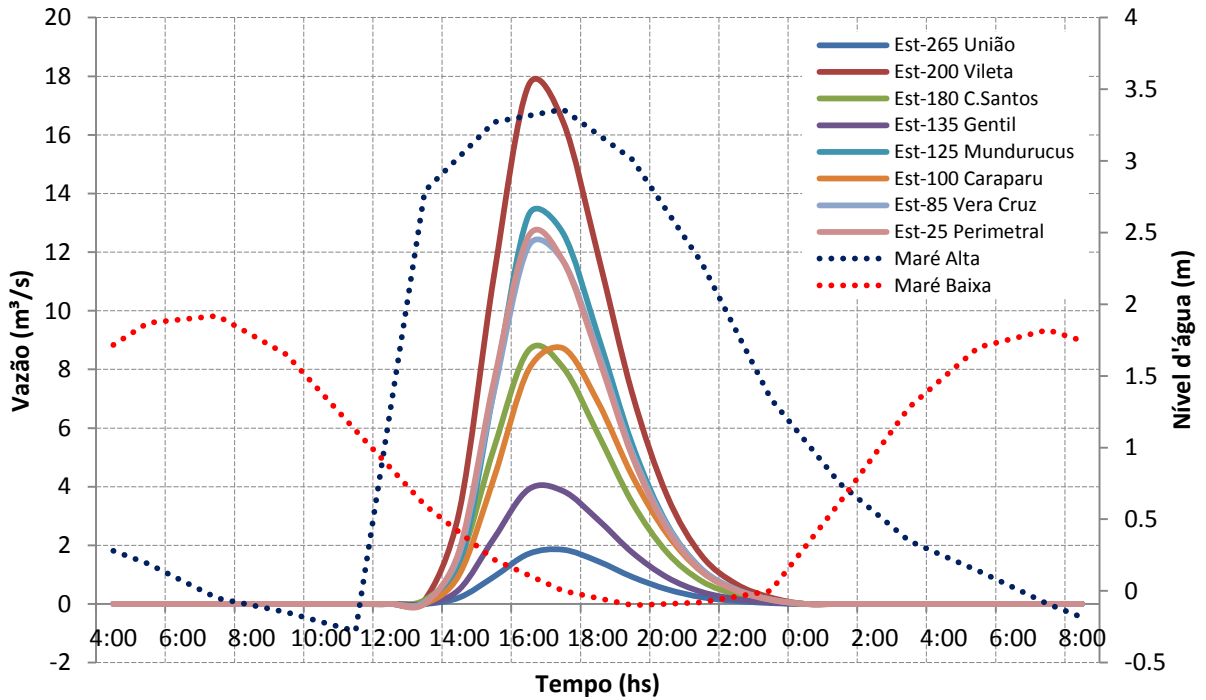
Tabela 17– Nível de Marés do Rio Guamá.

Tempo (h)	Maré Alta	Maré Baixa
4:00	0.28	1.715
5:00	0.19	1.87
6:00	0.07	1.895
7:00	-0.05	1.92
8:00	-0.1	1.785
9:00	-0.15	1.65
10:00	-0.215	1.385
11:00	-0.28	1.12
12:00	1.255	0.86
13:00	2.79	0.6
14:00	3.03	0.41
15:00	3.27	0.22
16:00	3.315	0.11
17:00	3.36	0
18:00	3.185	-0.05
19:00	3.01	-0.1
20:00	2.65	-0.09
21:00	2.29	-0.08
22:00	1.815	-0.04
23:00	1.34	0
0:00	1.045	0.31
1:00	0.75	0.62
2:00	0.55	0.95
3:00	0.35	1.28
4:00	0.245	1.49
5:00	0.14	1.7

Fonte: CODEM (2013)

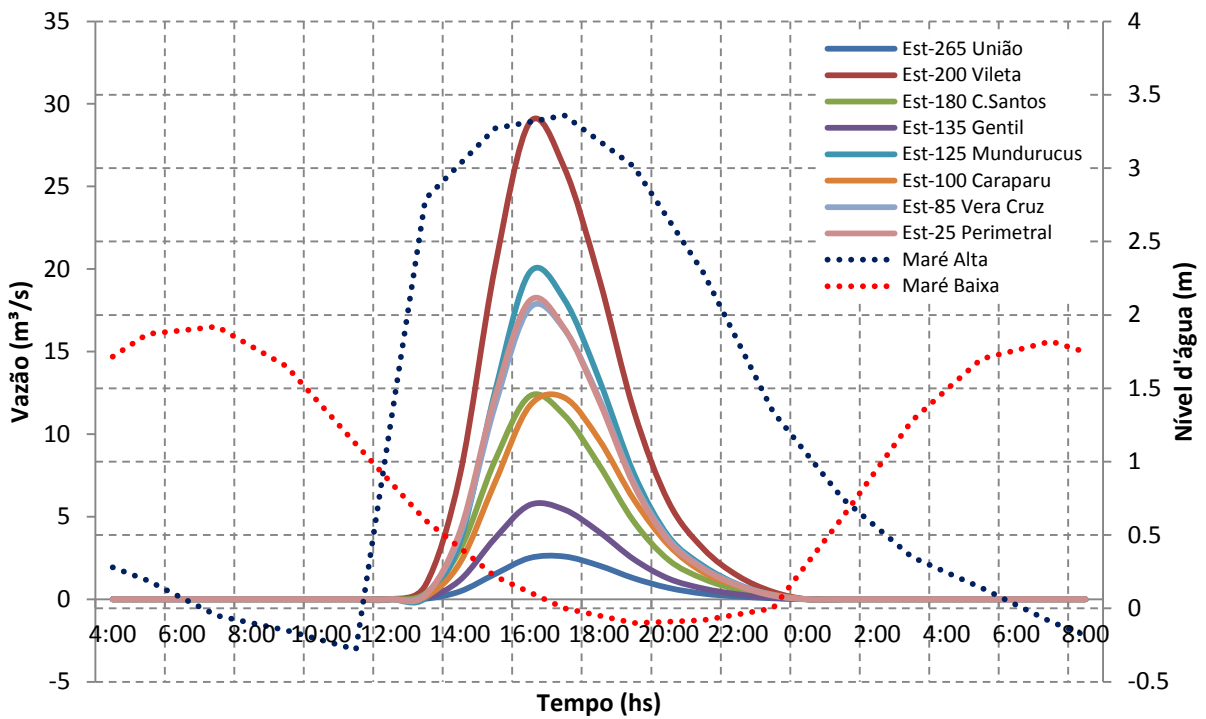
Os gráficos abaixo apresentam à sistematização das condições de contorno do modelo hidrodinâmico, as informações contidas nesses gráficos representam os dados entradas do modelo, para a variável escoamento.

Gráfico 25-Representação das Condições de Contorno, Montante e Jusante, do modelo hidrodinâmico para TR10.



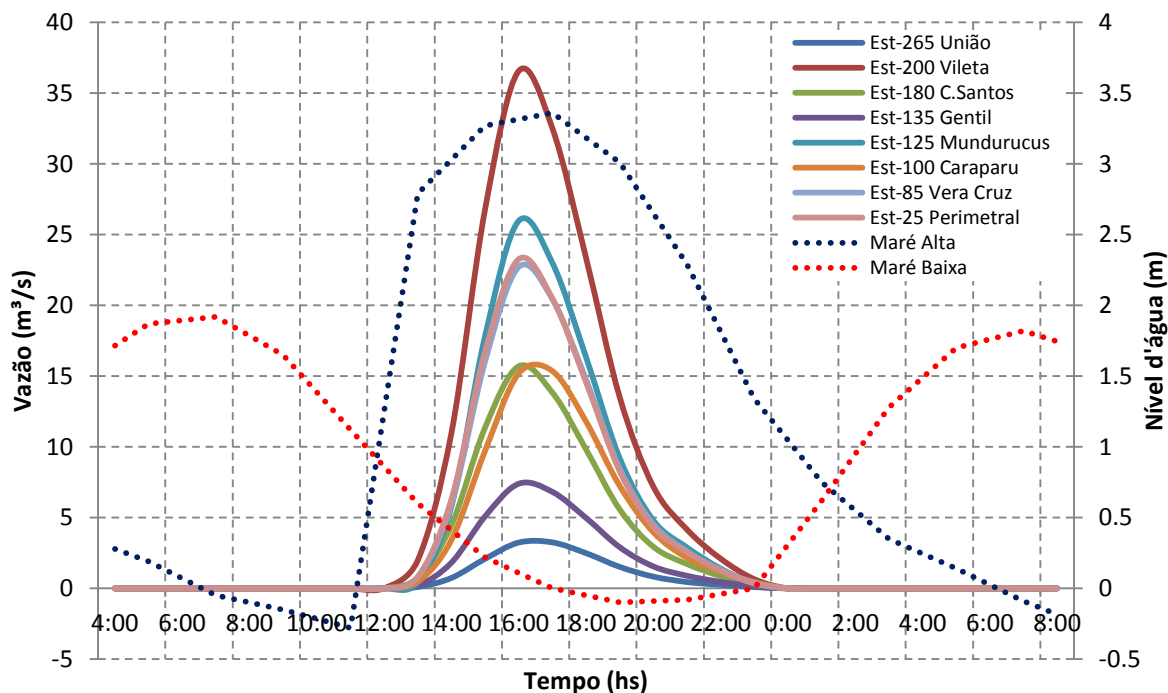
Fonte: Autor, 2014.

Gráfico 26--Representação das Condições de Contorno, Montante e Jusante, do modelo hidrodinâmico para TR25.



Fonte: Autor, 2014.

Gráfico 27--Representação das Condições de Contorno, Montante e Jusante, do modelo hidrodinâmico para TR50.



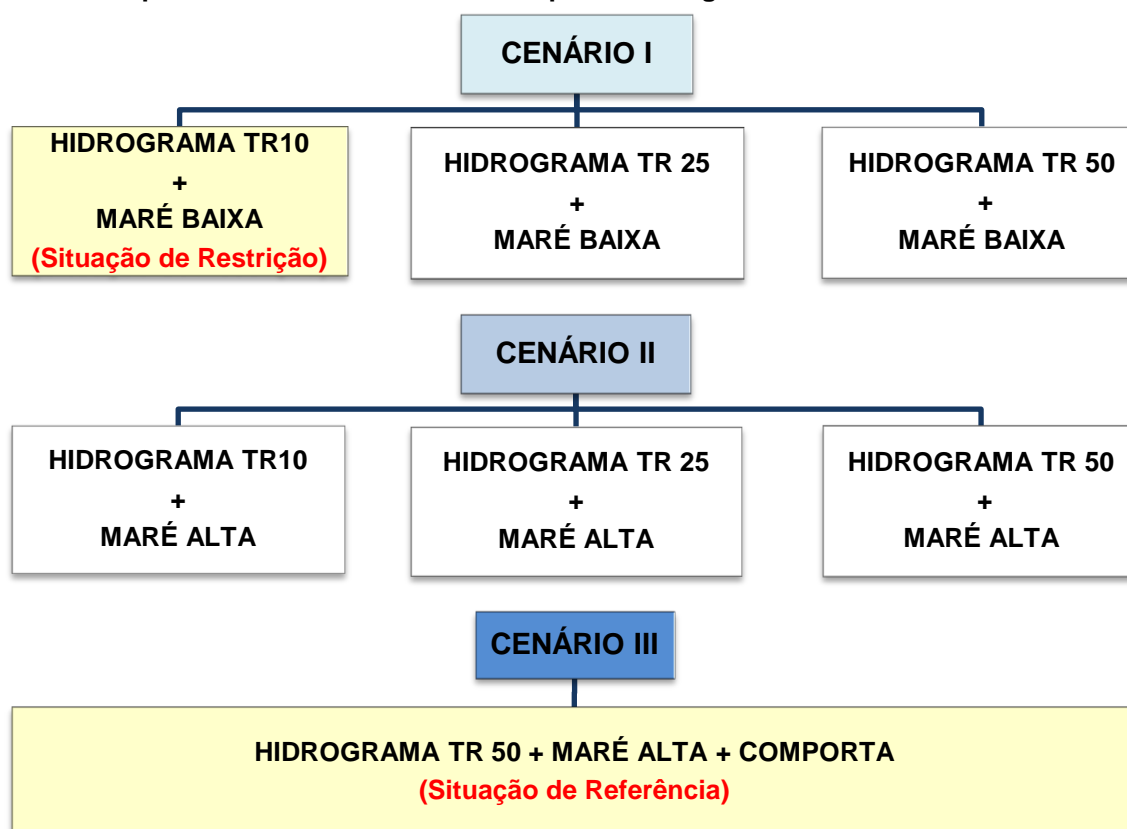
Fonte: Autor, 2014.

9.5.3 Definição de Cenários

Espera-se que a saída do modelo hidrodinâmico, represente a resposta da bacia ao volume de inundação, causado pelos altos níveis d'água no canal durante os períodos intensos de chuvas e maré alta.

Para análise de tal comportamento foram simulados três cenários diferentes para mesma geometria de canal, conforme apresentado no Esquema 6.

Esquema 6- Cenários determinados para modelagem hidrodinâmica - Resultados



Fonte: Autor, 2014.

9.6 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS HIDRODINÂMICOS

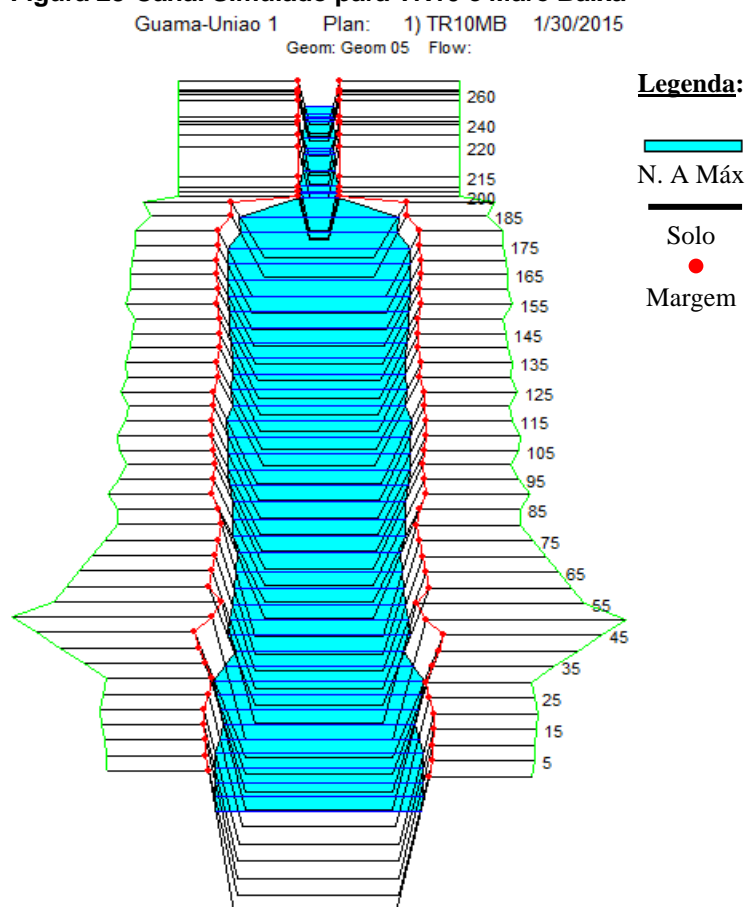
Nesse item serão apresentados os resultados da modelagem com HEC-RAS, por cenário. O evento tempestade foi roteado ao longo do canal Tucunduba, desde o início do canal união até sua foz, na confluência com o Guamá.

➤ Resultados Cenário I

Considerando as observações acima, a primeira etapa da simulação foi realizada para o Cenário I.

A Figura 28 ilustra o resultado do nível d'água máximo atingido, em planta do canal Tucunduba para a situação TR10 + Maré baixa.

Figura 28-Canal Simulado para TR10 e Maré Baixa



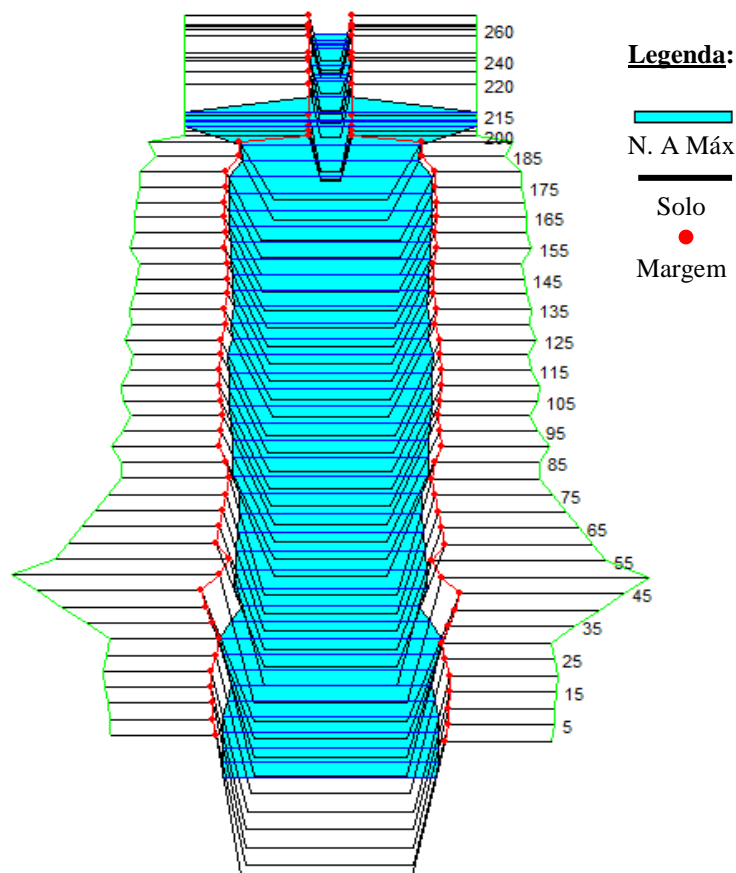
Fonte: HEC-RAS (2014).

A simulação para o hidrograma TR10 apresentou-se satisfatória, não houve transbordo o que indica que o canal nas dimensões projetadas e com maré baixa comporta bem o volume de escoamento, logo a situação, vazão TR-10 + Maré Baixa é considerada ótima, ou seja, vazão de restrição para o canal Tucunduba.

A Figura 29 ilustra o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para a situação TR 25 + Maré baixa.

Figura 29-Canal Simulado para TR25 e Maré Baixa.

Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR25MB 1/16/2015
Geom: Geom 05 Flow:

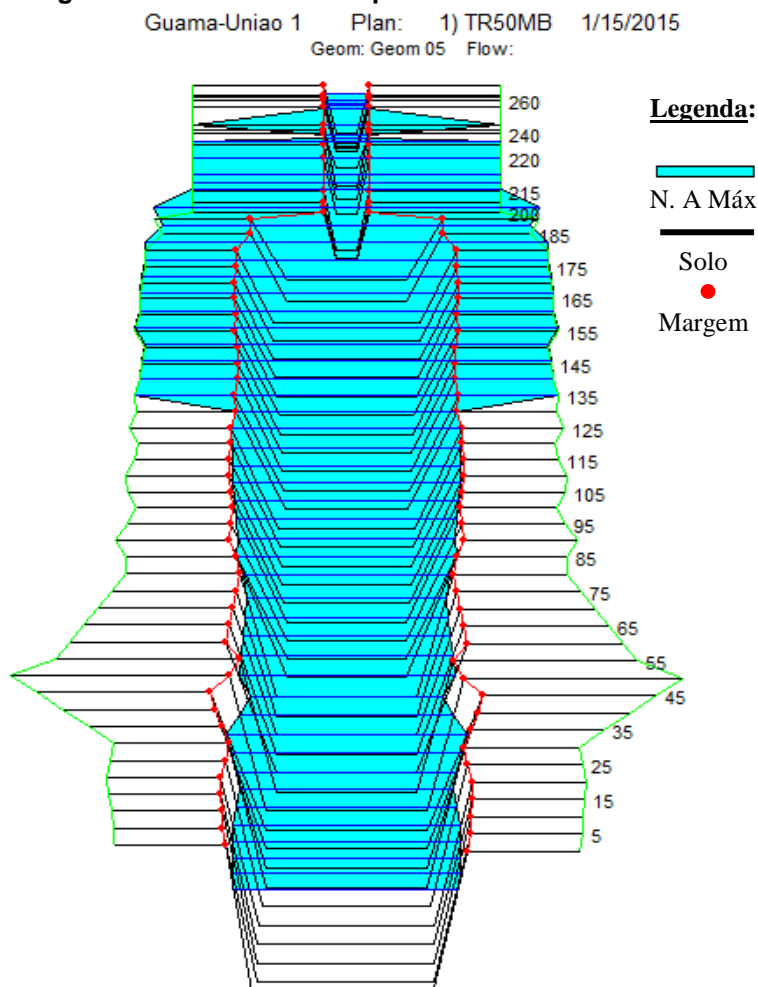


Fonte: HEC-RAS (2014).

A simulação para o hidrograma TR25 apresentou transbordo, com presença de mancha, próximo à confluência com o canal da vileta (estaca 200), indicando que o canal nas dimensões projetadas e com maré baixa não comporta bem o volume de escoamento, logo para chuvas com TR 25, a inundação atinge uma pequena área e tende a se dissipar rapidamente.

A Figura 30 ilustra o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para a situação TR 50 + Maré baixa.

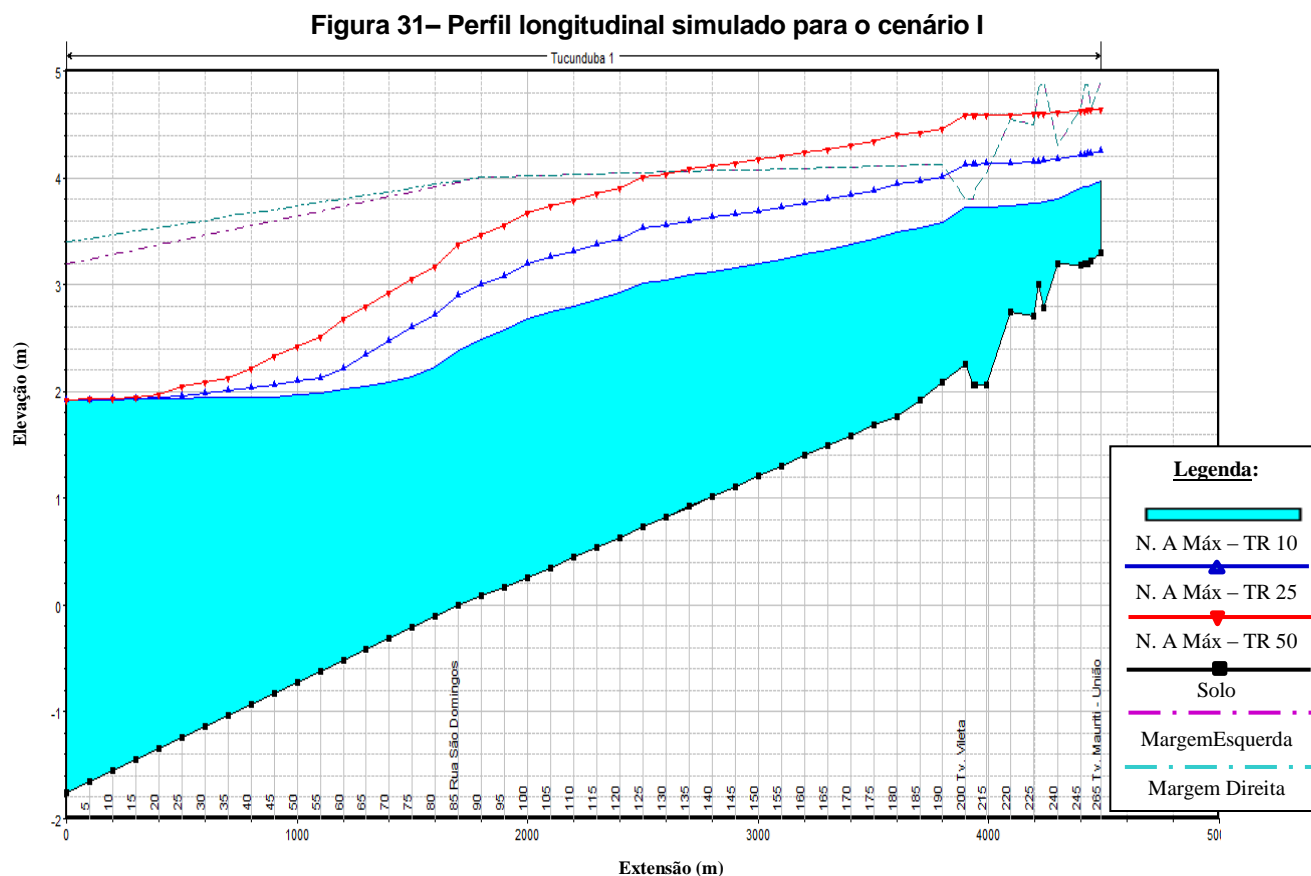
Figura 30– Canal Simulado para TR50 e Maré Baixa.



Fonte: HEC-RAS (2014).

A simulação para hidrograma o TR50 apresentou aumento significativo na macha de inundação, houve transbordo entre as estacas 130 e 260 trecho entre o canal da Gentil e Final do canal união, o que indica que o canal nas dimensões projetadas e com maré baixa não comporta bem o volume de escoamento gerado por uma tempestade TR 50, a inundação atinge área considerável e tende a causar pontos de alagamentos duradouros após dissipação da tempestade.

A Figura 31 apresenta a síntese das três situações simuladas para cenário I, em perfil longitudinal, com os níveis máximos de água atingidos em toda extensão do canal Tucunduba. A linha em vermelho refere-se ao escoamento TR 10, a azul escoamento Tr 25 e o verde escoamento TR 50.



A figura acima confirma o transbordo d'água, com incidência de inundações das margens do canal para os eventos TR 25 e TR 50, mesmo no momento em que há coincidência do pico dos hidrogramas com os níveis de maré mais baixos. Observa-se que na parte média para montante do canal (início do canal união ao canal Gentil), há incidência de inundações. Os resultados das simulações se comparados ao histórico da área, são considerados representativos, pois se trata de uma área constantemente afetada por inundações e alagamentos, devido aos baixos níveis das margens do canal (ROB e LOB) e dos terrenos (baixada do Marco), mesmo em períodos de maré baixa. Logo conclui-se que a probabilidade de eventos de inundações nessa área, serem causados somente por eventos de tempestades, sem influência da maré, é verdadeira.

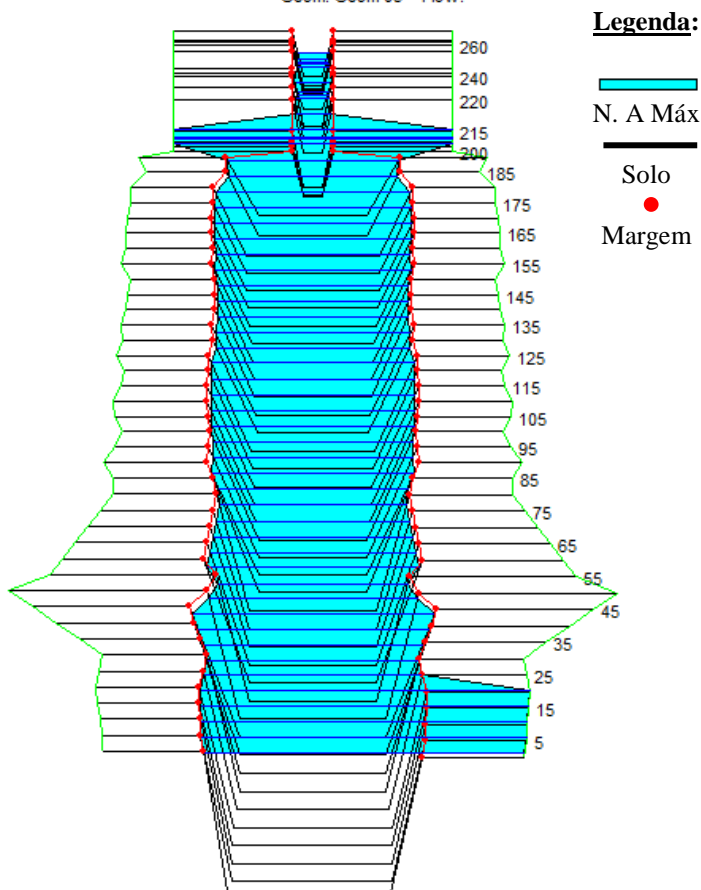
➤ Resultados Cenário II

Na próxima etapa ocorreram as simulações do cenário II, que consistem nas situações de coincidência dos picos de maré alta com os picos dos hidrogramas TR 10, TR 25 e TR 50.

A Figura 32 apresenta o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para a situação TR 10 + Maré alta.

Figura 32– Canal Simulado para TR10 e Maré Alta.

Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR10MA 1/16/2015
Geom: Geom 05 Flow:



Fonte: HEC-RAS (2014).

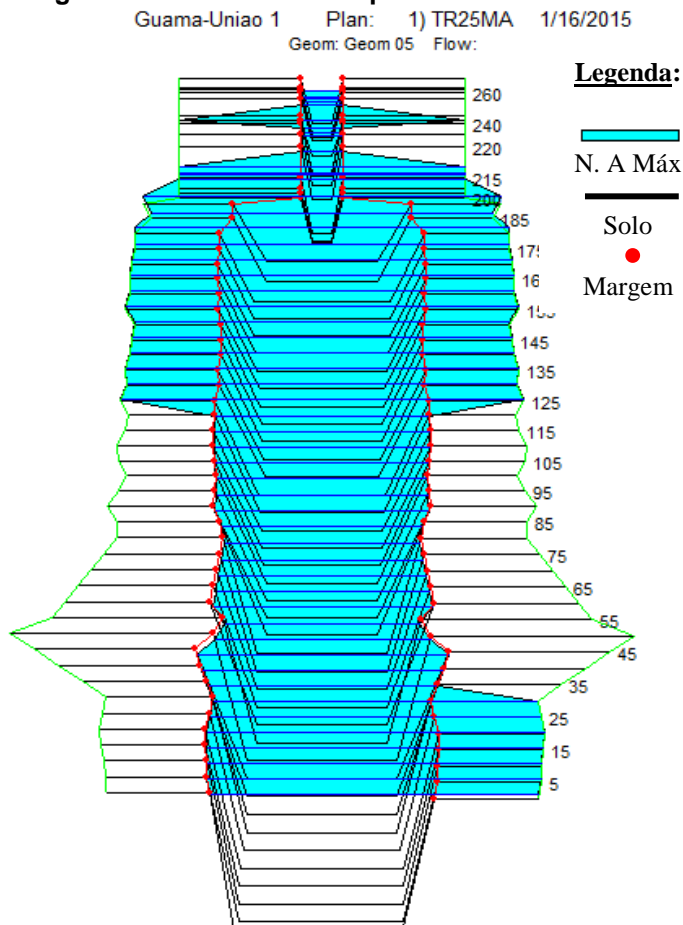
A simulação para hidrograma TR10 e maré alta, apresentou transbordo, com presença de mancha de inundação a montante na confluência com o canal vileta (estaca 200), e a jusante entre as estacas 0 a 25, com maior volume de transbordo na marginal esquerda.

Presume-se que a inundação para essa situação foi causada pela entrada do volume de maré no canal Tucunduba, já que na situação TR10 com maré baixa (cenário I), não foi observado transbordo, dessa forma entende-se que o volume de transbordo nas estacas de montante foi gerado pelo evento tempestade e agravado pelo barramento do escoamento livre devido aos altos níveis d'água da maré alta, situação agravada pelo baixo nível das bordas do canal. No caso do transbordo a jusante, este foi causado principalmente pela entrada da maré no canal, como pode ser

observado no perfil longitudinal, o nível das bordas nas estacas de jusante está entre 3,30 a 3,40 m e o pico da maré alta 3,36 m.

A Figura 33 apresenta o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para a situação TR 25 + Maré alta.

Figura 33– Canal Simulado para TR25 e Maré Alta.



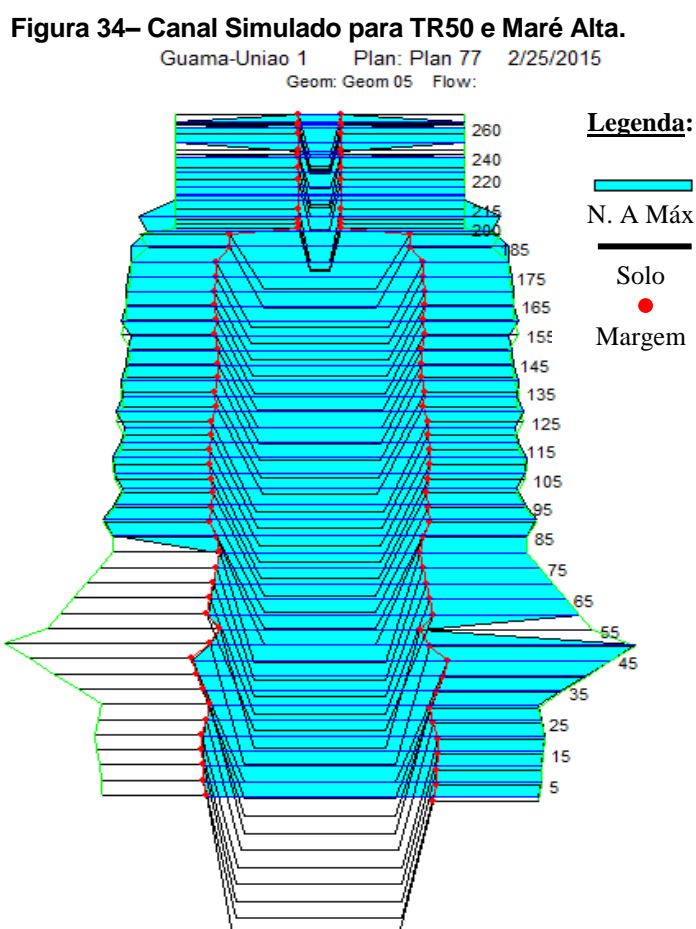
Fonte: HEC-RAS (2014).

A simulação para o hidrograma TR25 e maré alta apresentou transbordo, com presença de mancha de inundação tendendo da porção média do canal (estaca 115) para montante (estaca 260), e a jusante entre as estacas 0 a 35, com maior volume de transbordo na marginal esquerda.

Foi verificado aumento significativo da macha de inundação em relação à situação de maré baixa, dessa forma entende-se que os níveis de maré alta causaram barramento do escoamento, o que gerou o transbordo de maior volume d'água nas partes mais baixas, atingindo estacas antes não atingidas.

O transbordo a jusante, foi causado pela entrada da maré no canal como pode ser observado no perfil longitudinal o nível das bordas das estacas de jusante estão entre 3,30 a 3,40 m e o pico da maré alta 3,36 m.

A Figura 34 apresenta o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para a situação TR 50 + Maré alta.



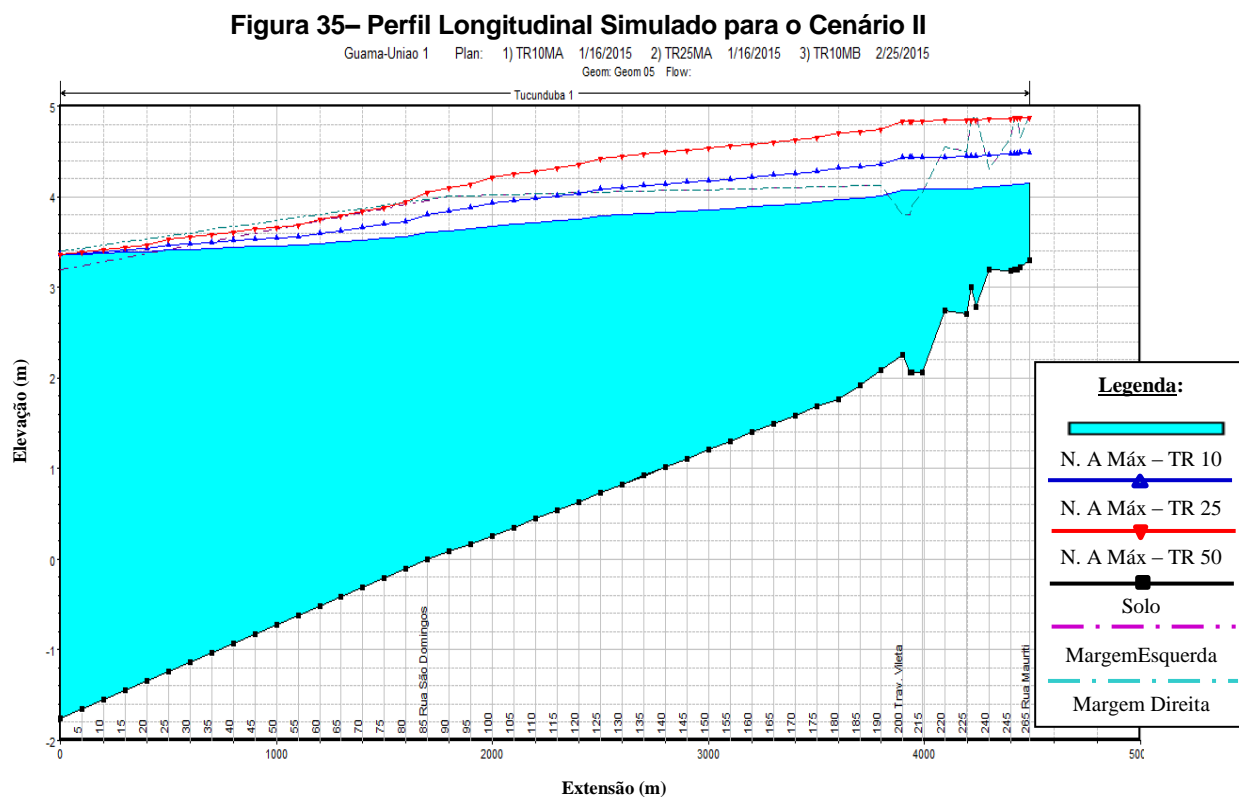
Fonte: HEC-RAS (2014).

A simulação para o hidrograma TR50 e maré alta apresentou transbordo, com presença de mancha de inundação em praticamente toda extensão do canal, apresentando maior volume de transbordo na marginal esquerda.

O aumento significativo da mancha de inundação em relação à situação de maré baixa é atribuído aos altos níveis de maré que ocupam parte da calha do canal e causaram barramento do escoamento livre.

A Figura 35 apresenta a síntese das três situações simuladas no cenário II em perfil longitudinal, com os níveis máximos de água atingidos em toda extensão do

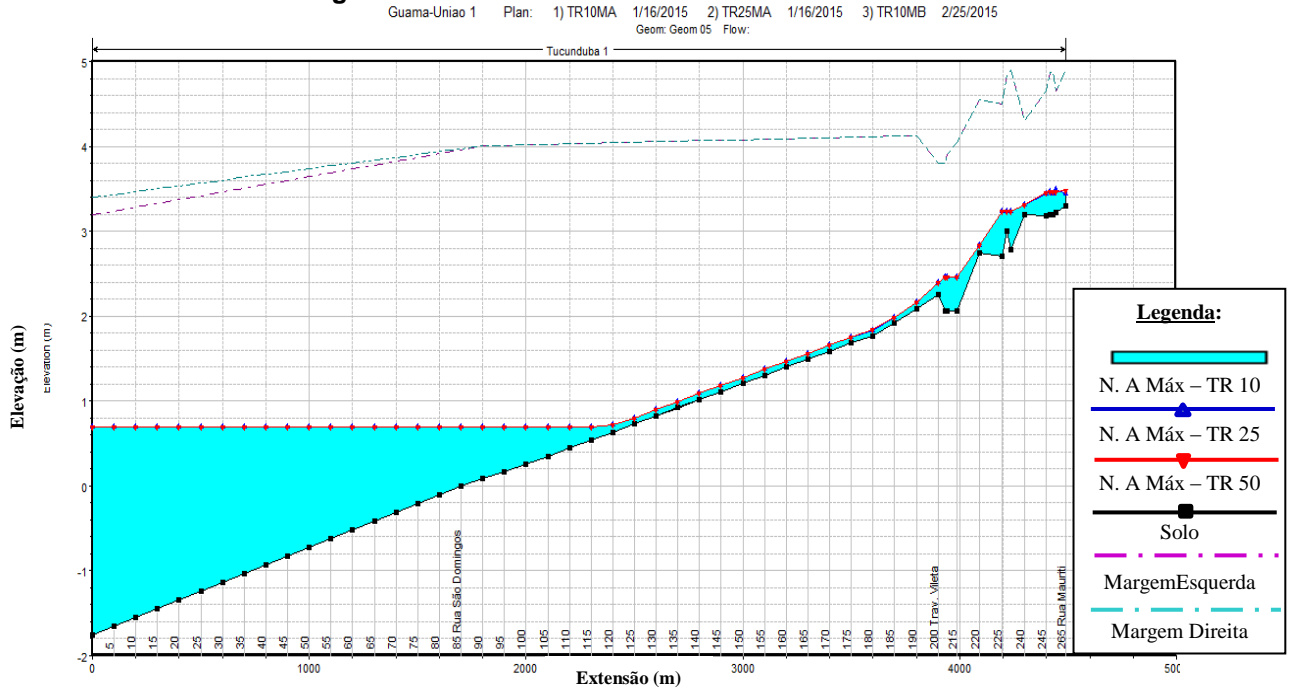
canal Tucunduba. A linha em vermelho refere-se ao escoamento TR 10, a azul escoamento Tr 25 e o verde escoamento TR 50.



Na Figura 35, é confirmada a incidência de inundação para todas as situações simuladas no cenário II. Pode-se notar a diferença no volume de inundação para os três cenários simulados, com o aumento das vazões, aumenta a amplitude e planície inundada consequentemente à profundidade da lamina d'água sobre o solo. Ainda observa-se a mesma tendência do cenário I, onde a área do meio para montante do canal foi a mais atingida nas três situações e apresentou os níveis d'água sobre o solo, mais elevados, com extremos de 4.16 m para hidrogramas TR10 e 4.80 m para hidrograma TR 50.

Com relação à influência da maré alta, a Figura 36 apresenta o comportamento do canal em seção longitudinal no início das chuvas quando a contribuição de vazão ainda é insipiente. o momento em que a maré começa a represar o escoamento livre, em virtude do aumento do nível da maré alta

Figura 36– Entrada da Maré no Canal Tucunduba.

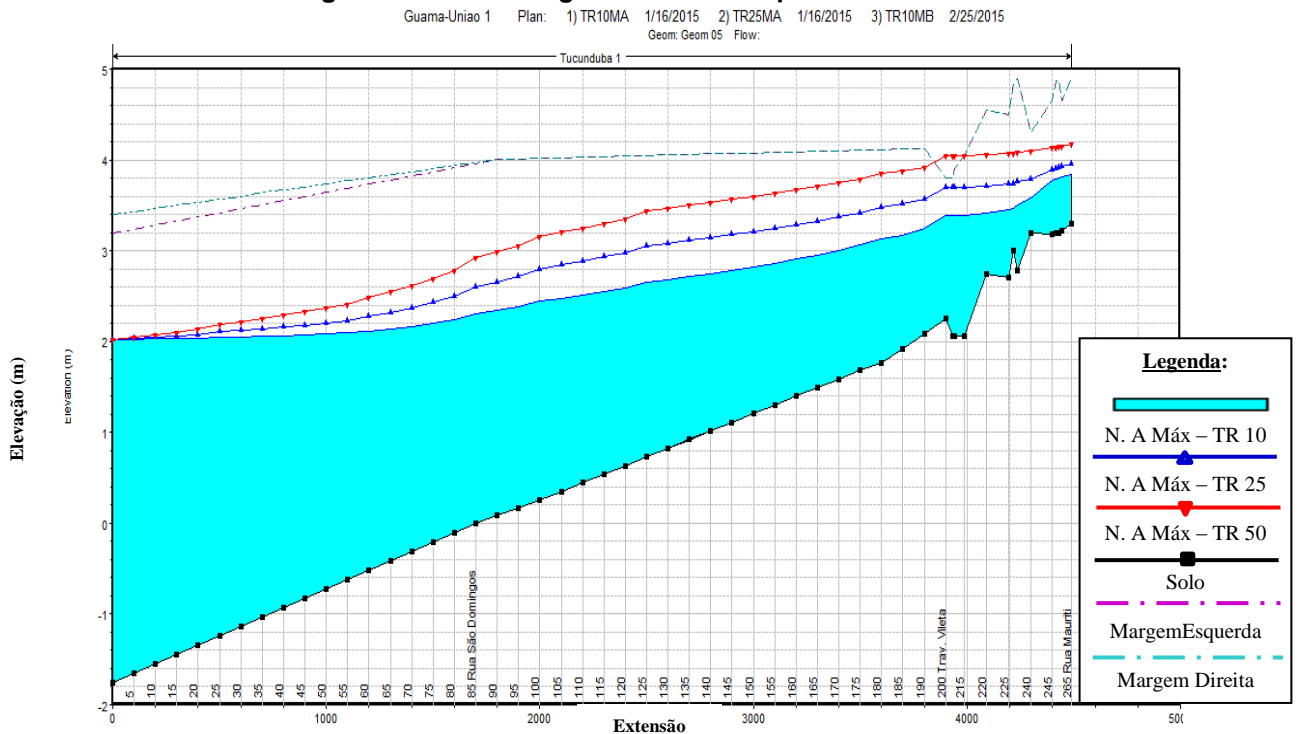


Fonte: HEC-RAS (2014).

Pode-se observar a entrada da maré no canal em até 2.400 m o que corresponde à estaca 120, localizada entre o canal Caraparu e Mundurucus.

A Figura 37 ilustra o início da formação do fenômeno de remanso no canal, e a consequente elevação dos níveis d’água nas estacas de montante.

Figura 37– Níveis D’água ocasionados por Remanso.

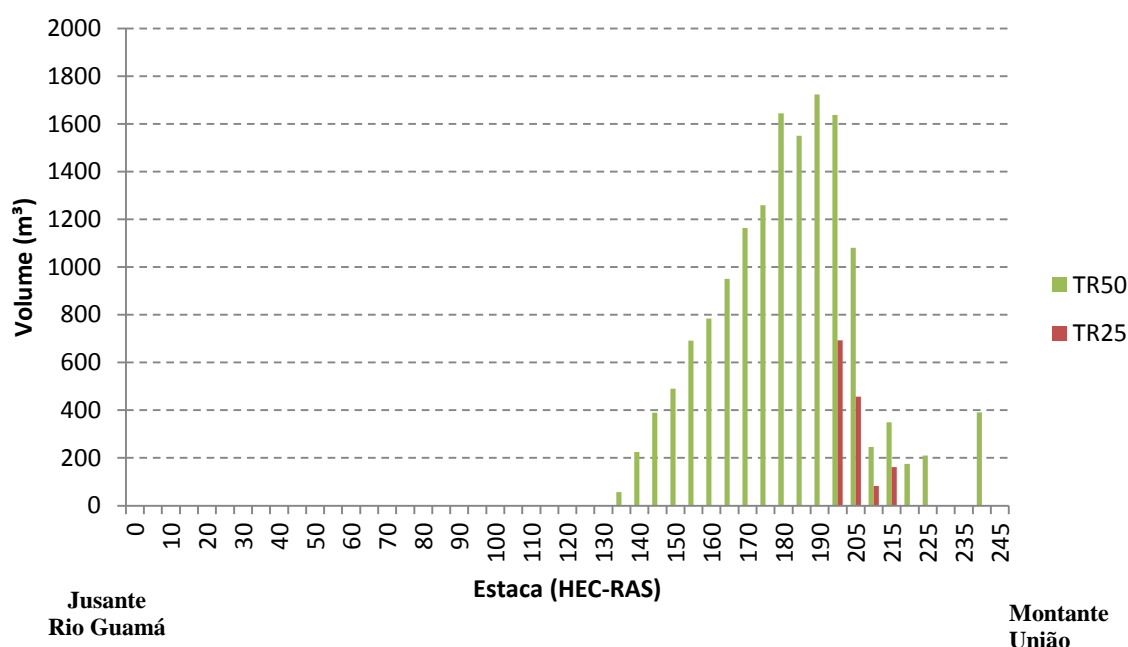


Fonte: HEC-RAS (2014).

Analisando os resultados, percebe-se que em todas as situações a entrada da maré alta no canal causa barragem hídrica para o escoamento, o que acaba por ocasionar remanso e conseqüente aumento do nível d'água à montante, como observado na Figura 37. A situação exposta é considerada um agravante das inundações observadas a montante do canal, além das áreas de “baixios” que propiciam a retenção do volume extravasado.

A comparação entre os volumes de inundação, ou seja, dos volumes d'água que extrapolaram a borda do canal, para os cenários I e II, são apresentados nos Gráficos 28 e 29.

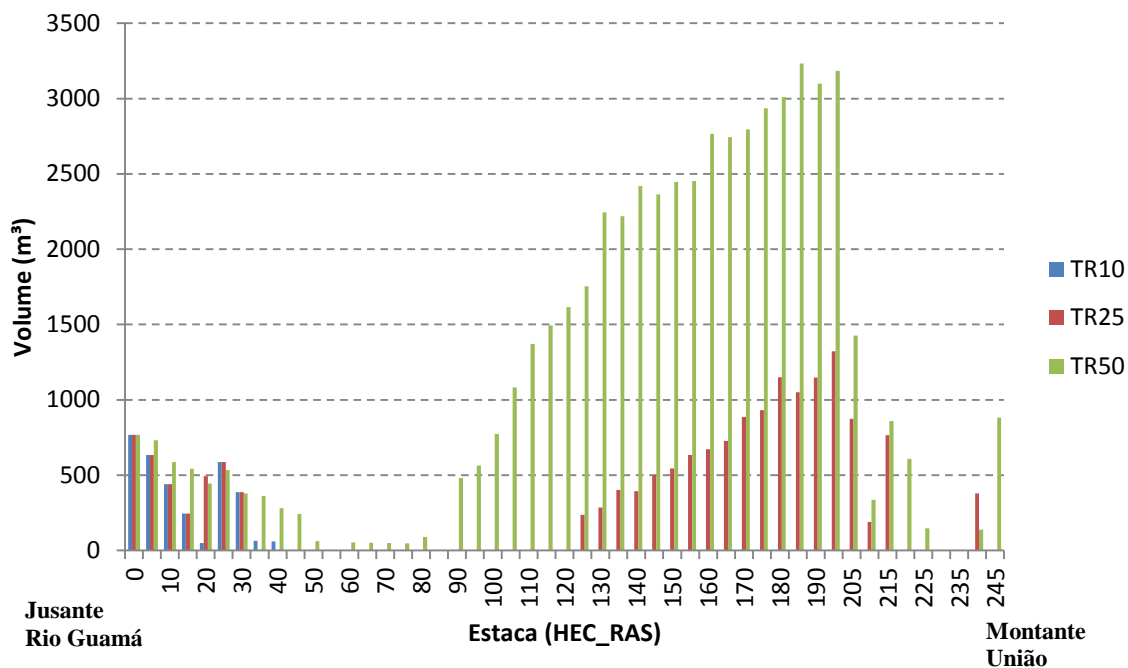
Gráfico 28 – Volume de Inundação cenário I – Maré Baixa



Fonte: HEC-RAS (2014).

Com a análise do gráfico acima, tem-se que os maiores volumes de inundação, ocorrem entre as estacas 170 a 205, localizadas na porção média do canal união até o canal Cipriano Santos (área de baixada), os resultados confirmam a tendência de que a área de montante do canal está sujeita aos maiores volumes de cheia, mesmo para eventos de tempestade sem influência do remanso ocasionado por maré alta.

Gráfico 29– Volume de Inundação cenário II – Maré Alta.



Fonte: HEC-RAS (2014).

No Gráfico 29 os maiores volumes de inundação, estão localizados entre as estacas 110 e 205, entende-se que a tendência se mantém, porém, com o agravamento da magnitude dos volumes de inundação, resultado da influência da maré no escoamento do canal, logo é confirmado que o aumento do volume de inundação a montante da estaca 110, está diretamente relacionado à barragem hídrica criada pela entrada da maré no canal.

A Tabela 18 apresenta os volumes de inundação gerados pelo HEC-RAS por estaca do canal.

Tabela 18– Cálculo dos Volumes de Inundação.

TR – 10			TR – 25				TR – 50					
MARÉ ALTA		MARÉ BAIXA	MARÉ ALTA		MARÉ BAIXA		MARÉ ALTA			MARÉ BAIXA		
VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	VOLUME DE ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)
0	767,52	NÃO	0	767,52	200	1638,00	0	767,52	145	2364,6	135	114
5	634,27	NÃO	5	683,2	205	1081,08	5	732,15	150	2446,4	140	224
10	440,82	NÃO	10	489,9	210	246,33	10	588,12	155	2452,5	145	385
15	245,85	NÃO	15	393,52	215	1088,64	15	541,53	160	2764,8	150	550
20	49,36	NÃO	20	246,95	TOTAL	4,054.05	20	444,96	165	2744	155	702
200	588	NÃO	25	193,56	-	-	25	533,06	170	2796	160	1026
205	388,08	NÃO	30	47,37	-	-	30	379,6	175	2936,2	165	1080
210	64,26	NÃO	125	236,4	-	-	35	362,67	180	3010,7	170	1144
215	60,48	NÃO	130	284,5	-	-	40	280,95	185	3233,2	175	890,4
TOTAL	3,238.64	-	135	403,2	-	-	45	242,24	190	3100	180	252
-	-	-	140	394,1	-	-	50	61,52	200	3184,2	185	453,6
-	-	-	145	500,4	-	-	60	53,77	205	1427,58	190	252
-	-	-	150	545	-	-	65	51,44	210	335,58	195	36
-	-	-	155	633,6	-	-	70	49,13	215	1592,64	200	604,8
-	-	-	160	672	-	-	75	46,81	220	609	205	184,8
-	-	-	165	726,96	-	-	80	89	225	1470	210	67,2
-	-	-	170	886,4	-	-	90	480	240	1386	215	67,2
-	-	-	175	930,58	-	-	95	563,04	245	882	220	174,72
-	-	-	180	1150,8	-	-	100	773,5	TOTAL	59,979.70	225	210
-	-	-	185	1050	-	-	105	1083,19	-	-	240	390,6
-	-	-	190	1148,4	-	-	110	1370,8	-	-	TOTAL	8,808.32
-	-	-	200	1323	-	-	115	1495	-	-	-	-
-	-	-	205	873,18	-	-	120	1615,6	-	-	-	-
-	-	-	210	189,21	-	-	125	1754,6	-	-	-	-
-	-	-	215	766,08	-	-	130	2245,8	-	-	-	-
-	-	-	240	378	-	-	135	2219,1	-	-	-	-
-	-	-	TOTAL	15,913.83	-	-	140	2419,2	-	-	-	-

Fonte: HEC-RAS (2014).

Os resultados apresentados indicam que a coincidência da maré alta com pico de tempestades é fator determinante na ocorrência dos altos níveis d'água no canal Tucunduba. A proposta de retificação do igarapé Tucunduba, não representa solução para os problemas de inundação gerados a partir de eventos de tempestade com TR's acima de 10 anos, mesmo com Maré baixa.

A entrada da maré no igarapé Tucunduba ocasiona o fenômeno hidráulico chamado remanso, tal fenômeno ocorre quando há obstrução em canais provocando represamento a montante do ponto de obstrução, no caso do Tucunduba o represamento é ocasionado pela entrada da maré alta no canal, resultando em altos níveis d'água a montante e extravasamento da borda, conforme se observou nas simulações.

O cálculo do perfil de remanso ou curva de remanso pode ser realizado diretamente pela integração da equação de energia, ou aproximadamente pelo chamado métodos de passos padrão. O HEC-RAS utiliza o método dos passos padrão, no qual a elevação da superfície líquida é conhecida na estaca de controle, e a elevação da superfície é calculada em outra estaca de distância conhecida a partir da estaca de controle, o cálculo é então repetido ao longo da extensão do canal.

➤ **Resultados Cenário III**

A partir da análise do desempenho do canal, sobre influência do remanso, verificou-se a necessidade de simular o cenário III, no qual foi incluída uma estrutura de comporta entre as estacas 5 e 10, a fim de verificar o comportamento do canal com outro tipo de barreira (física) e o perfil de remanso resultante da inserção de tal elemento.

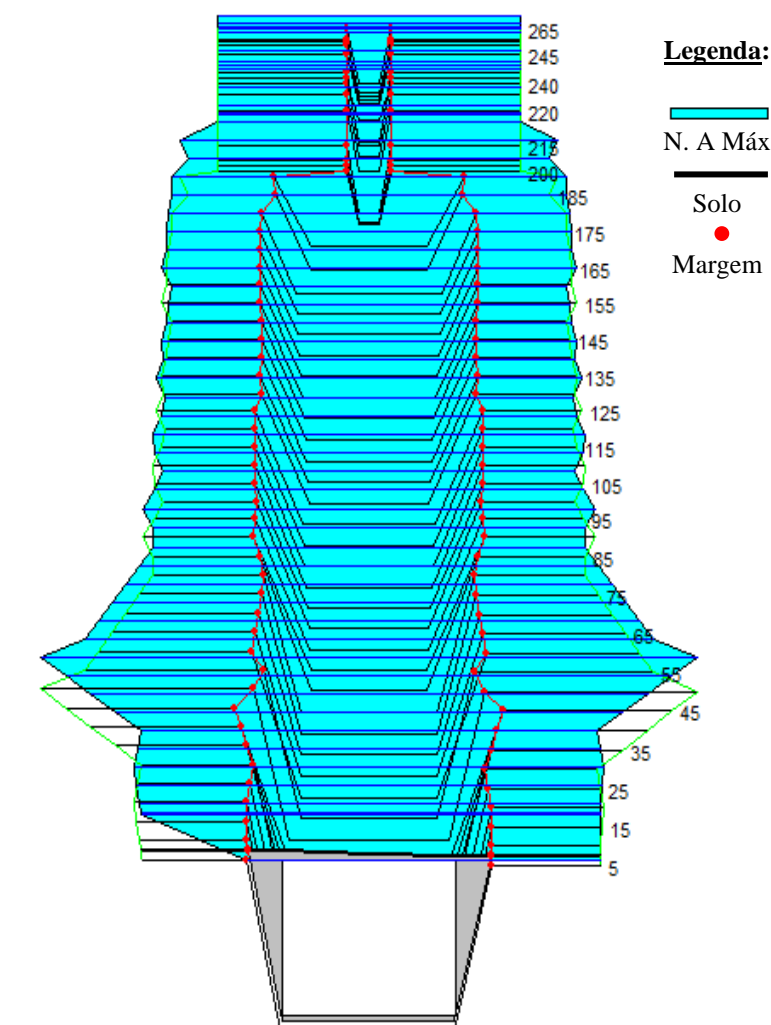
O Cenário simulado pelo Software HEC-RAS, utilizou como condição de contorno, hidrogramaTR 50 + Maré Alta + Comporta.

A simulação considerou o fechamento das comportas, apenas nos momentos que houve ocorrência dos picos de maré, durante o período de maré vazante as comportas permaneceram abertas possibilitando o escoamento.

A Figura 38 apresenta o resultado do nível d'água máximo atingido em planta do canal Tucunduba para o cenário III.

Figura 38- Canal Simulado para cenário III

Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR50COMP 1/26/2015
Geom: Geom 03 Flow:

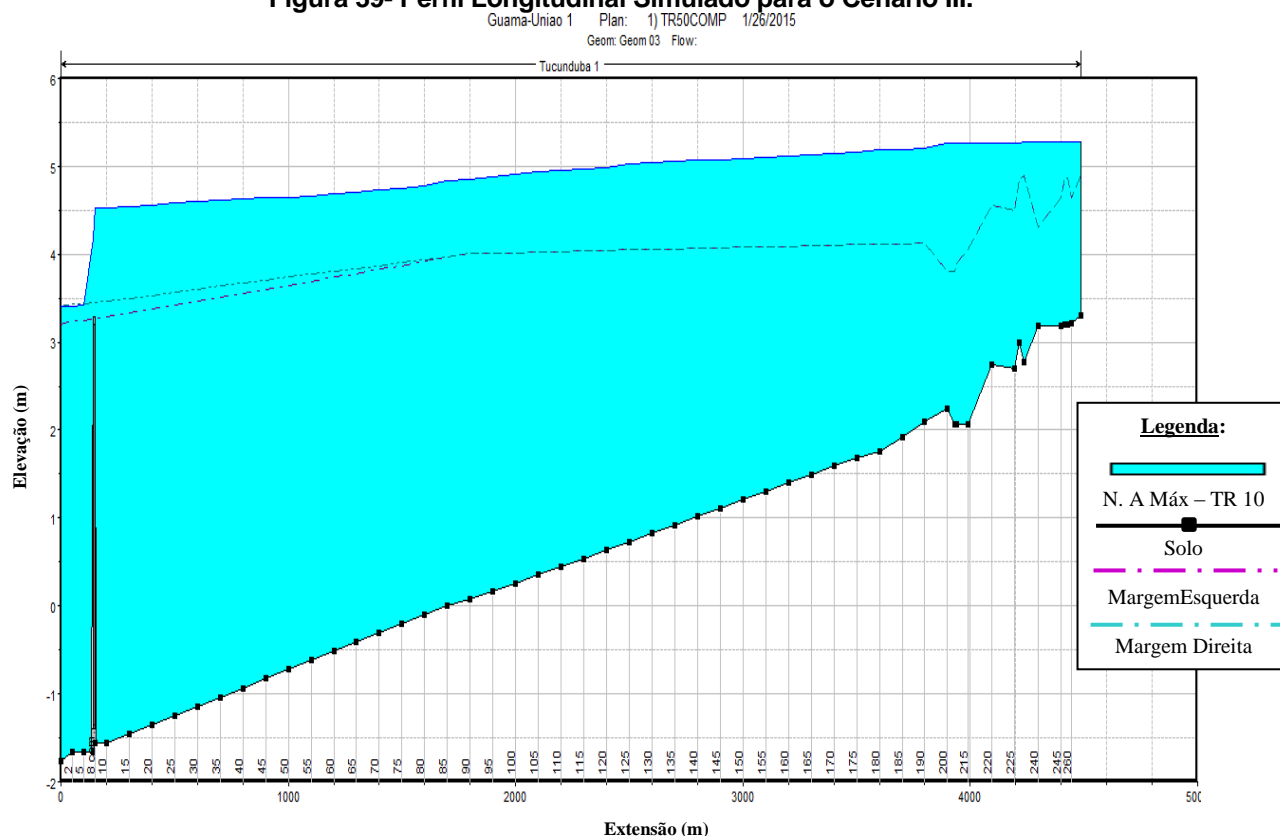


Fonte: HEC-RAS (2014).

A figura acima demonstra que uso da comporta ocasionou o aumento da amplitude de inundação das margens em relação ao cenário II, na situação TR 50 + maré alta.

A Figura 39 apresenta o perfil longitudinal do Tucunduba para o nível d'água N.A. máximo da simulação.

Figura 39- Perfil Longitudinal Simulado para o Cenário III.



Fonte: HEC-RAS (2014).

No perfil longitudinal observa-se que o nível d'água médio entre as estacas 5 e 10 passou de 3,4 m para 4,5 m, e que o nível d'água ao longo do canal tende a linearidade, equiparando assim o volume extravasado nas estacas de montante e jusante, o oposto do observado na simulação sem comporta, onde foram observados maiores volumes de inundação nas estacas de montante.

Com base na análise dos resultados encontrados para simulação com comporta, conclui-se que as dimensões da calha do canal não suportam o armazenamento do volume de escoamento para tempestades TR-50. Os resultados ainda demonstram que o barramento do escoamento livre, com a inclusão de barreira física (comporta), proporcionou o aumento dos níveis d'água em relação ao cenário TR-50 + Maré Alta, logo presume-se que os níveis de maré alta exercem barramento parcial sobre o escoamento livre do canal.

A Tabela 19 apresenta os volumes de inundação por estaca para o cenário III.

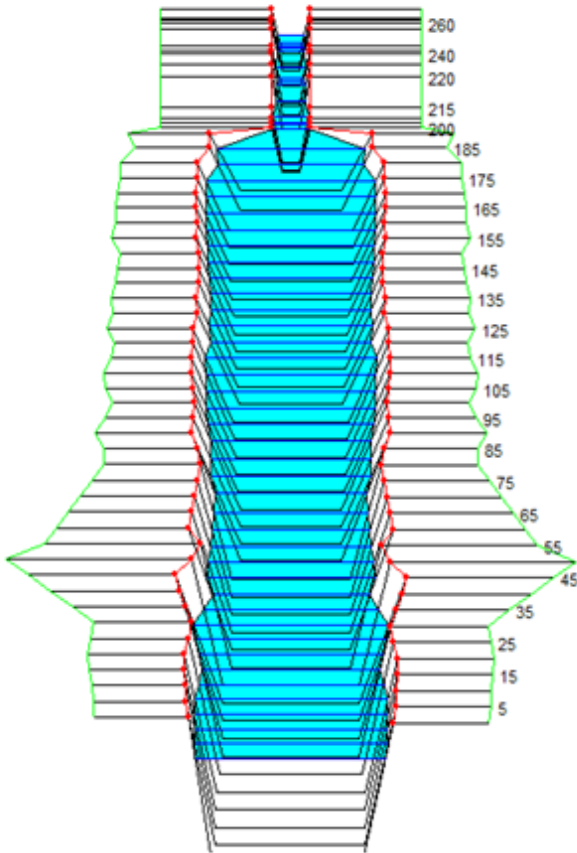
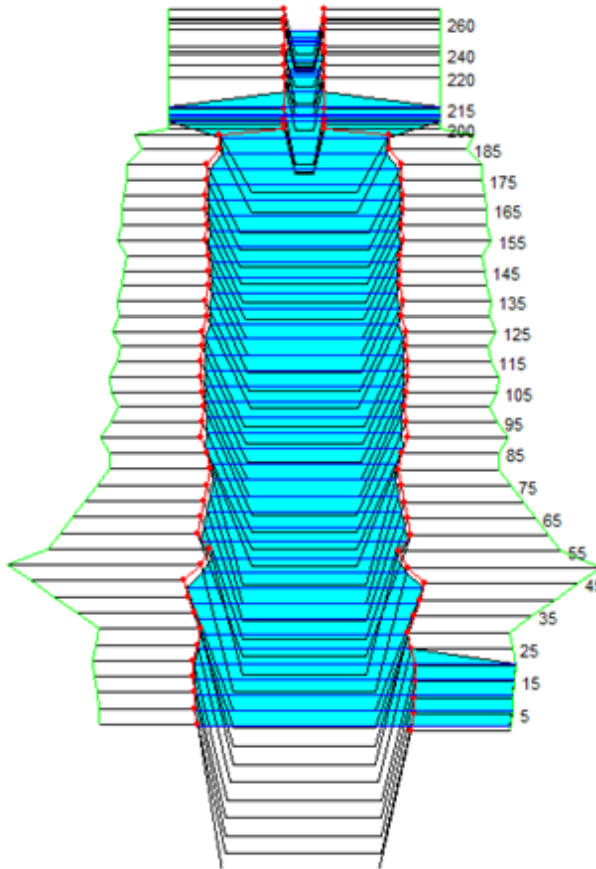
Tabela 19– Volumes de Inundação por Estaca com acionamento de Comporta.

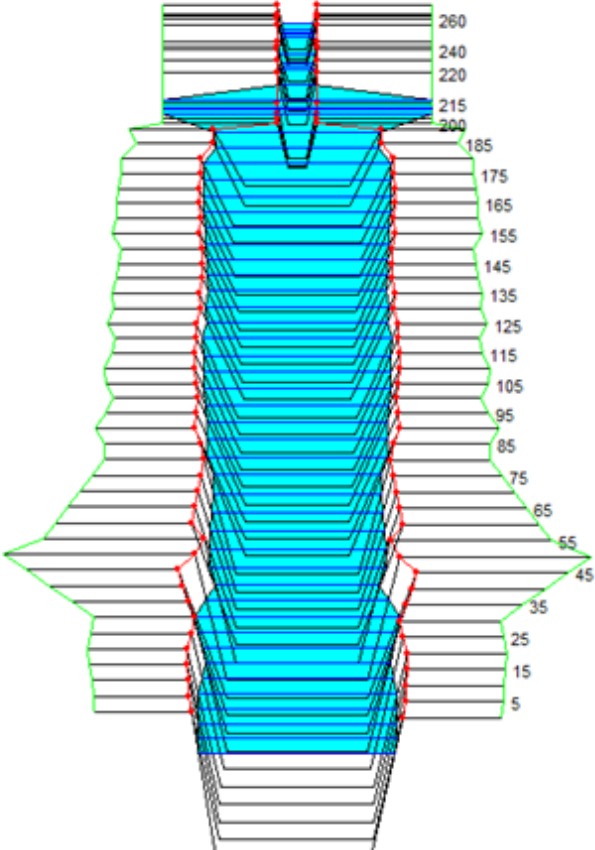
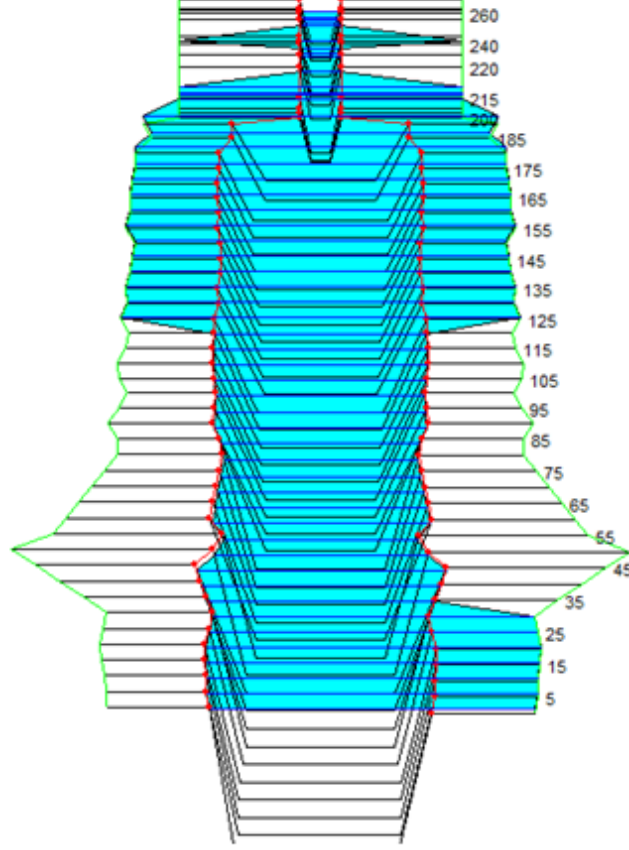
TR - 50 + COMPORTA		TR - 50 + COMPORTA	
MARÉ ALTA		MARÉ ALTA	
ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)	ESTACAS	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)
0	126	145	5615,6
2	415,055	150	5559
5	432	155	5875,2
8	6784	160	5768
10	6784	165	5761,6
15	6772,5	170	5761,6
20	6695	175	5747,7
25	6528	180	5863,6
30	6300	185	5350
35	6794,85	190	5637,6
40	7401,6	200	6132
45	24740,1	205	2023,56
50	8299,2	210	485,52
55	7013,2	215	2439,36
60	6678,56	220	3145,2624
65	6201,36	225	3234
70	5806,72	230	395,136
75	5355,84	235	332,4006
80	4980	240	2444,4
85	5160	245	2646
90	5317,6	250	344,4
95	5185,2	255	206,64
100	5139	260	396,9
105	5483,2	265	686,28
110	5501,6	TOTAL	271.190,94
115	5366,1	-	-
120	5377	-	-
125	5791,8	-	-
130	5633,1	-	-
135	5760	-	-
140	5630	-	-

Fonte: HEC-RAS (2014).

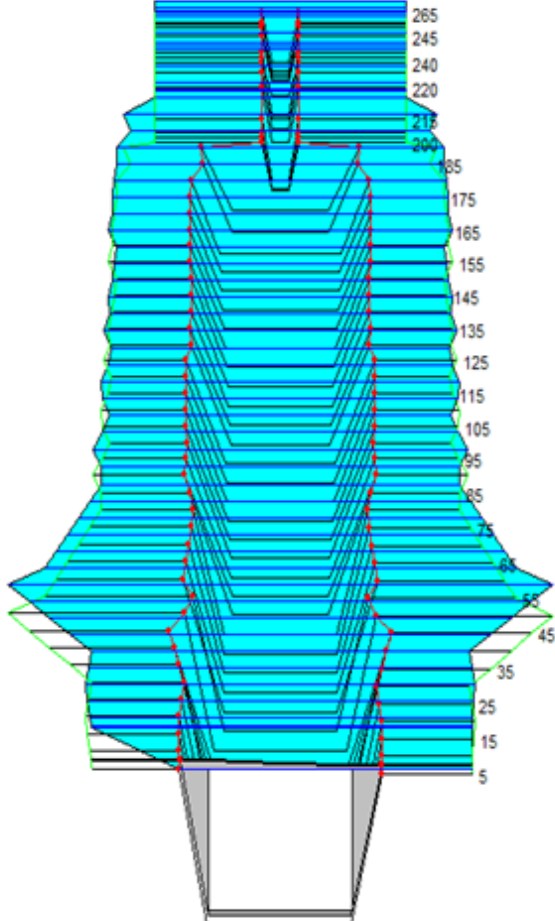
O Quadro 6 apresenta a comparação entre os cenários simulados na pesquisa.

Quadro 6– Resumo dos Cenários Simulados.

	MARÉ BAIXA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (M ³)	MARÉ ALTA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m ³)
TR10	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR10MB 1/30/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p> 	NÃO	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR10MA 1/16/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p> 	3.238,64

	MARÉ BAIXA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (M³)	MARÉ ALTA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)
TR25	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR25MB 1/16/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p> 	4.054,10	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR25MA 1/16/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p> 	15.913,80

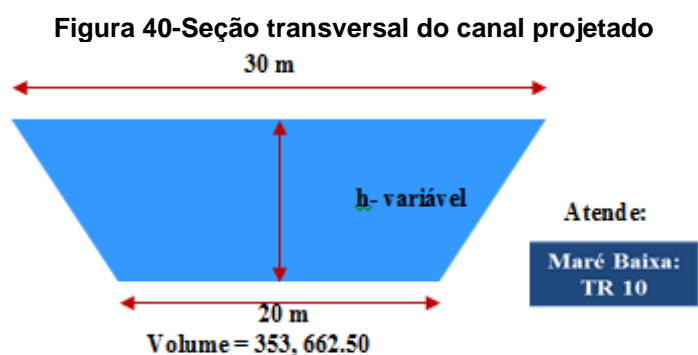
	MARÉ BAIXA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (M³)	MARÉ ALTA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)
TR50	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR50MB 1/15/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p>	8.808,30	<p>Guama-Uniao 1 Plan: Plan 77 2/25/2015 Geom: Geom 05 Flow:</p>	59.979,70

	MARÉ BAIXA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (M³)	MARÉ ALTA	VOLUME DE INUNDAÇÃO (m³)
<p>TR50 + COMPO RTA</p>		<p>NÃO</p>	<p>Guama-Uniao 1 Plan: 1) TR50COMP 1/26/2015 Geom: Geom 03 Flow:</p> 	<p>271.190,90</p>

Fonte: HEC-RAS (2014).

9.7 PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS

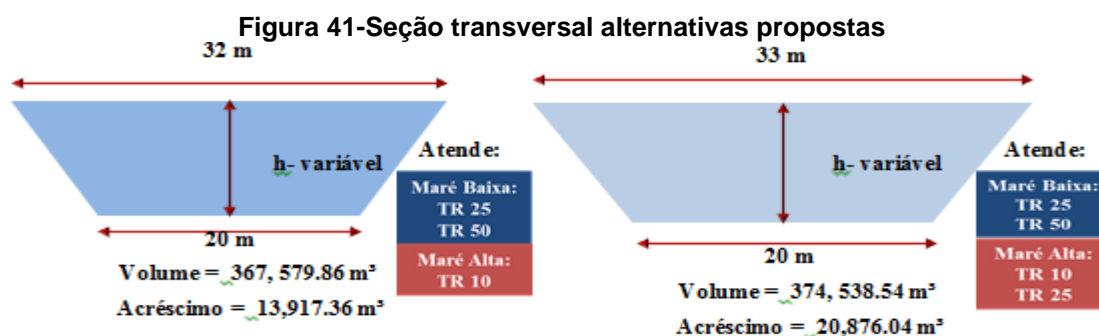
Com base nas simulações efetuadas, é possível concluir que a opção de retificação do igarapé do Tucunduba, incluindo o trecho à jusante da Rua São Domingos, atende apenas a situação de maré baixa coincidindo com tempestade TR 10, para a calha do canal projetada que possui seção transversal com, 30,0m de boca, 20,0 m e altura variável, o canal projetado comporta um volume máximo d'água de 353.662,50 m³.



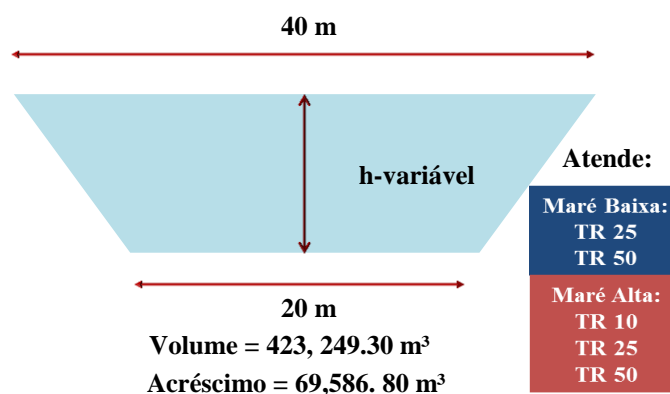
Fonte: Autor, 2014.

As tempestades TR 10 não podem ser consideradas parâmetro satisfatório para projetos de macrodrenagem, portanto a solução projetada resolveria parcialmente o problema de inundações que incidem na bacia do Tucunduba.

Logo o aumento da calha do canal projetado é a primeira opção que vem a tona. Três alternativas foram selecionadas (), com o intuito de aumentar a capacidade do canal para comportar 59.979, 70 m³ de água que representa o pior cenário de inundação, TR 50 + Maré Alta, de acordo com os resultados da simulação.



Fonte: Autor, 2014.



Fonte: Autor, 2014.

No caso das alternativas de 32 e 33m de largura, as alternativas resolveriam parcialmente o problema, já que, durante a maré alta, a maré entrante utilizaria grande parte da capacidade de armazenamento criada pelo alargamento do canal, assim o alargamento do canal, pode representar solução efetiva para as situações de maré baixa, porém, não é suficiente para conter as inundações causadas por maré alta.

A alternativa de alargamento para atender o volume máximo de inundação, representa um aumento de 10 m na largura do canal. Tal concepção esbarra na necessidade de área e no grande impacto econômico e social causado pelas desapropriações, já que em alguns trechos o Tucunduba apresenta largura de até 5 m.

Levanta-se a hipótese do emprego de reservatório de detenção, para tanto baseado nos estudos apresentados, é sugerido à implantação de três reservatórios, localizados em áreas de montante, no meio e a jusante da Bacia, os três reservatórios juntos devem ter capacidade de armazenar volumes acima de 60.000,00 m³ com estruturas de controle da entrada e saída do fluxo (), a vantagem dessa alternativa é o baixo custo de operação e manutenção, porém a desvantagem está relacionada a necessidade de grandes áreas e alto custo das obras físicas. Para a bacia do Tucunduba com sua densa ocupação territorial, tal alternativa acarretaria em custos altos com desapropriação, além da questão social que envolve as ações de remanejamento, isso pode ser considerado um entrave para essa alternativa.

Figura 42-Proposição Bacias de Detenção

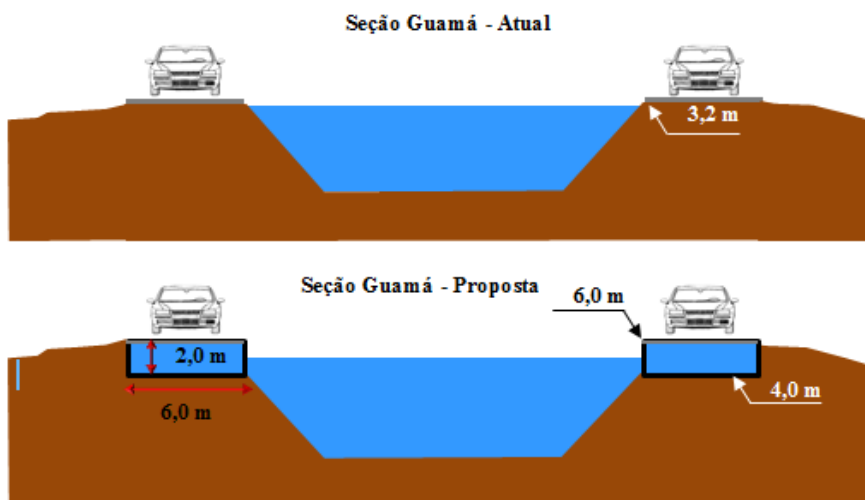


Fonte: Autor, 2014.

Em relação à alternativa de contenção de maré, com estrutura de comporta, os resultados apresentaram elevação no volume de transbordo, o que era esperado devido aos canais de macrodrenagem e em especial no caso do Tucunduba, em geral não serem estruturas de armazenamento e sim de escoamento, portanto, o uso da comporta de forma isolada não constitui uma alternativa viável para reduzir os níveis d'água no canal.

Uma terceira alternativa é a transposição da vazão excedente do Tucunduba, por meio de um canal fechado paralelo localizado ao longo do canal Tucunduba com lançamento no Rio Guamá (). A transposição do volume de inundação com lançamento no rio Guamá, deve respeitar a cota da geratriz inferior de 4,0 m no ponto de lançamento, como cota de segurança. O canal deve ser dimensionado para escoar o volume excedente do Tucunduba, gerado pela entrada da maré, e seria localizado abaixo das pistas marginais, com dimensões de 6 m de largura e 2 m de altura, totalizando um volume de 93.600,00 m³. A vantagem desse método em relação aos outros é o baixo custo de implantação, manutenção e operação, além da pequena necessidade de área já que o canal localiza-se sob a pista.

Figura 43- Seção transversal alternativa transposição



Fonte: Autor, 2014.

Contudo, os canais tributários continuarão a enfrentar riscos de transbordo d'água e alagamento, mesmo mediante a implantação de qualquer alternativa apontada por esse estudo. Atualmente os níveis de água nos canais tributários ficam muito próximos ao greide de suas vias marginais, em sua maioria, estão abaixo do nível histórico máximo de maré alta (3,4 m), para condições de maré alta e chuvas intensas, o transbordo d'água nos tributários será inevitável, pois o canal do Tucunduba apresenta altos níveis d'água.

Assim uma quarta alternativa foi pensada a fim de reduzir os altos níveis d'água nos canais tributários e no Tucunduba. A concepção baseia-se no uso de um sistema de comporta associado a bombeamento, configurando uma alternativa para o rebaixamento dos níveis d'água no Tucunduba e possibilitando a liberação do escoamento dos tributários. Contudo.

Figura 44- Alternativa Comporta e Bombeamento



Fonte: Autor, 2014.

Tal alternativa demandaria alto investimento financeiro para instalação, operação e manutenção, além da complexidade de operação e manutenção do sistema e pouco sustentável visto ao alto consumo de energia elétrica. Os equipamentos necessários seriam de grande porte com capacidade de bombear vazões acima de 23.000,00 m³/h.

Portanto, apesar de tecnicamente viável, essa solução será dispendiosa, não apenas pelo alto investimento, mas pelos custos de operação e manutenção.

Para sanar definitivamente o problema na bacia, além das intervenções previstas para o canal Tucunduba e seleção de uma alternativa de contenção das inundações, há necessidade de promover o alteamento de parte das vias marginais aos canais tributários, complementado com o aterramento de algumas quadras atualmente ocupadas por palafitas, e localizadas em áreas baixas onde se formam bolsões de retenção de água ao menor evento tempestade.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo realizado teve como objetivo a avaliação do sistema de macrodrenagem da bacia do Tucunduba, utilizando como ferramenta de gestão de risco de inundação modelos matemáticos hidrológicos e hidrodinâmicos, de forma integrada. Para isso, foram detalhados os modelos, evidenciando-se os resultados encontrados com sua aplicação. As avaliações do modelo hidrológico foram realizadas por meio da comparação dos resultados com hidrogramas de projetos de macrodrenagem de bacias hidrográficas urbanas do município de Belém. Para o modelo hidrodinâmico os resultados das simulações foram comparação do comportamento do canal em situações de maré baixa, maré alta e maré alta com comporta.

Com relação aos softwares envolvidos, isto é, hidrológico, IPHS1, e hidrodinâmico, HEC-RAS, estes foram analisados buscando-se a fundamentação teórica de cada um deles. Foram expostos, também, como eles foram utilizados, sendo nessa etapa descrita a metodologia de calibração do modelo hidrológico, os cenários simulados e a forma de apresentação dos resultados. Uma vez descrito todo o funcionamento do sistema, estabeleceu-se como a avaliação e apresentação dos resultados seria.

Os cenários apresentados são os principais cenários de risco de inundação por transbordo das margens do canal. Quanto ao cenário I, esses são os de maior frequência, pois estão relacionados à influência da maré baixa. Com relação ao cenário II, maré alta, tem-se que os resultados são de grande importância, pois apresentam diversas situações crítica consideradas de emergência, pelos altos volumes de transbordo. Assim, quando identificadas previsões de coincidência de grandes chuvas com maré alta, terão a dimensão dos possíveis volumes de inundação esperados. Quanto ao cenário III, foi verificada a eficácia de medidas estruturais (comporta) na contenção da entrada da maré alta no canal Tucunduba.

Com relação à avaliação do sistema, inicialmente verificou-se os dados altimétricos da bacia e topográficos do canal União e do canal Tucunduba projetado, é possível perceber que estes se apresentam adequados, uma vez que possuem

referências de bases oficiais utilizadas pela CODEM e SESAN. Ressalta-se que, tais dados foram fundamentais por representarem dados de entrada do modelo hidrológico e hidrodinâmico.

O modelo hidrológico Hidrograma triangular do Soil Conservation Service SCS, mostrou-se apropriado ao estudo realizado, com necessidade de calibração da variável CN para parâmetros característicos da região. O modelo foi rodado por meio do software IPHS1, que possui uma variedade de modelos em sua plataforma e possibilita ao usuário a integração de modelos distintos.

O modelo hidrológico teve seu ajuste pautado na avaliação da variável CN que mostrou uma grande discrepância entre os dados indicados em literatura e estudos científicos com ajuste para condições do solo Brasileiro. Essa diferença afetou também as vazões geradas pelo IPHS1 de forma significativa. Dessa forma, fez-se necessária seu ajuste tendo como base estudos hidrológicos de projetos de macrodrenagem de bacia hidrográficas urbanas de Belém, que se assemelham as características de uso e ocupação do solo da bacia do Tucunduba, melhorando assim a qualidade das previsões. Os hidrogramas de saída do modelo foram comparados e analisados com os dados paramétricos estabelecidos na metodologia de estudo e apresentaram boa correlação com coeficiente R^2 próximos a 1,00.

Com relação à modelagem hidrodinâmica, o aplicativo HEC-RAS, apresentou-se conveniente à sua utilização, uma vez que admite a simulação de escoamento unidimensional variável. A opção de inserir condições de contorno específicas do regime de escoamento do Tucunduba foi determinante, visto que as mesmas obedecem combinações de vazões afluentes e níveis d'água que ocorrem em situações de coincidência de picos. Além disso, o aplicativo apresenta o módulo de inserção de estrutura de contenção, sendo possível simular o barramento da entrada da maré alta no canal com comporta. O HEC-RAS também apresenta como vantagem a simplicidade nas interfaces para entrada de dados.

Com relação aos resultados gerados pelo modelo hidrodinâmico, seguiram a tendência de inundação de áreas prioritárias ou consideradas “baixios”, ressaltando-se a necessidade de elevação das margens dos canais e terrenos abaixo da cota 4,00 m, considerada de risco. Assim, uma vez determinado o nível d'água em todas as seções do canal, estabeleceram-se os volumes de inundação para os diferentes cenários simulados, logo, avaliações e discursões do uso de medidas estruturais na contenção

do volume de inundação foram expostas a fim de contribuir para futuros trabalhos. Além disso, outra importante contribuição foi à determinação do cenário TR10 e maré baixa, como vazão de restrição para o canal Tucunduba, dado esse que pode contribuir de forma abrangente para os diversos tipos de estudos dentro da bacia do Tucunduba.

A simplificação do escoamento em uma dimensão mostrou-se adequada, pois a mesma apresenta uma menor complexidade quanto à exigência de dados de entrada. Além disso, a literatura mostra que esse tipo de modelo produziu bons resultados em outros estudos semelhantes. No entanto, ainda há ainda espaço para a continuidade de estudos que comparem as simulações unidimensionais com as bidimensionais tendo em vista a melhoria dos resultados apresentados para planície de inundação.

O trabalho ainda propôs alternativas para prevenção e contenção das inundações na bacia do Tucunduba, tais alternativas foram baseadas nos resultados apresentados pela modelagem hidrodinâmica. Medidas como, alargamento da calha do canal, comporta com bombeamento e bacias de detenção, foram sugeridas, porém esbarram nos quesitos na eficácia e nos altos custos de implantação e manutenção. A alternativa de transposição foi considerada pelo estudo com mais vantajosa, visto seu baixo custo em relação aos outras, porém a alternativa ainda é insipiente quanto a sua eficácia, logo o estudo levantou a necessidade do desenvolvimento de estudo hidrodinâmico, para certificar sua viabilidade técnica. Em uma última reflexão, é indicado como solução para os canais tributários, o aterramento das vias marginais e de algumas quadras.

No que concerne às recomendações para trabalhos futuros, tem-se as considerações apresentadas a seguir.

No que diz respeito ao aplicativo HEC-RAS, uma recomendação para futuras análises seria a calibração do modelo a partir de dados de vazão medidos no igarapé Tucunduba, uma vez que as análises aqui apresentadas não o fizeram, deixando margem para introdução de diferenças originadas nas rotinas do aplicativo quanto ao cálculo da formação da onda de cheia.

No que se refere ao item proposição de alternativas, recomenda-se que estudos posteriores possam realizar simulações hidrodinâmicas a fim de verificar a eficiência das alternativas de concepção indicadas no estudo para prevenção e/ou contenção

dos cenários de inundação, tais como, alargamento da calha do canal, reservatório de detenção, transposição e comporta com bombeamento.

Tais recomendações possibilitariam a melhoria e complementação dos resultados apresentados, resultando em informações mais precisas que permitiriam um melhor preparo para situações emergenciais.

Dessa forma, este trabalho visa ser uma contribuição na área de modelagem matemática voltada para contenção de inundações em bacias urbanas. Isso porque, quando apresenta o sistema de modelagem, os cenários simulados fornecem um norteamento para demais estudos na área, uma vez que os resultados obtidos otimizam os processos envolvidos nas situações de emergência em macrodrenagem. Dessa maneira, além de apresentar processos eficientes, o trabalho mostra que os resultados obtidos por podem ser considerados confiáveis.

REFERÊNCIAS

ANA. Hidroweb - **Sistemas de Informações Hidrológicas, 2013**. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br/>>. Acesso em: outubro 2013.

AQUAFLUXUS - CONSULTORIA AMBIENTAL EM RECURSOS HÍDRICOS. **Como podemos ajudar?** Disponível em: <<http://aquafluxus.com.br>>. Acesso em: 01 fev. 2015 às 09h15min.

BARTH, F. T. et al. **Modelos para Gerenciamento de Recursos Hídricos**. [S.l.]: Nobel/ABRH, 1987.

BIDONE, F.; TUCCI, C. E. M. Microdrenagem. In: Tucci, C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995.

CACELA FILHO, F. C. O.; SILVA, A. P. S.; BARP, A. R. B.; COSTA, L. E. C. **Modelagem da bacia hidrográfica urbana utilizando o Watershed Modeling System (WMS)**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 13., 21-26 abril 2007, Florianópolis. **Anais ...** São José dos Campos: INPE, 2007. p. 3303-3310. Disponível em: <http://www.academia.edu/249643/Modelagem_Da_Bacia_Hidrografica_Urbana_Utilizando_O_Watershed_Modeling_System_WMS_>. Acesso em: 21 dez. 2013 às 15h25min.

CANHOLI, A.P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de Textos. São Paulo: 2005, 302p.

Companhia de Desenvolvimento e Administração da Área Metropolitana de Belém – CODEM. Prefeitura Municipal de Belém: 2013.

EM-DAT-CRED. **Annual Disaster Statistical Review 2013: The Numbers and Trends**. “Brussels: CRED; 2014.” Disponível em: http://www.cred.be/sites/default/files/ADSR_2013.pdf

ESTACON ENGENHARIA. **Projeto Básico do Sistema de Macrodrenagem da Bacia do Tucunduba**. Prefeitura Municipal de Belém, 2010.

GARCIA, Luis Antonio Villaça. **Água em Ambiente Urbano**. Londrina: [s.n.], 2003. Notas de Aula.

GERA GRÁFICO. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/sim/gera_graficos.php>. Acesso em: 05 abr. 2013 às 16h09min.

GERMANO, A. & TUCCI, C.E.;M. (1995). **Variabilidade do parâmetro CN em bacias urbanas brasileiras**. In: Volume III dos anais do XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e de Hidráulica de países de língua oficial portuguesa, ABRH-APHR, Recife, nov/1995. pg. 140- 181.

GOERL, R. F.; KOBAYAMA, M. **Considerações sobre as inundações no Brasil**. In: Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa/PB: 2005.

GRUPO DE PESQUISA HIDRÁUICA E SANEAMENTO – GPHS. **Estudo da Infraestrutura de Saneamento Atual e Projetada e de seus Impactos na Urbanização da Bacia do Tucunduba, Belém/PA**. Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Sanitária e Ambiental.

GOOGLE. **Google Imagens**. Disponível em: <<http://imagem.google.com/intl/pt-PT/>>. Acesso em: fevereiro 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico**. Brasil: 2008. Disponível em: <<http://www.ibge.com.br>>. Acesso em: 16 set. 2012 às 19h00min.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa nacional de saneamento básico**. Brasil 2015. Disponível on-line em <<http://www.ibge.com.br>> Acesso em 01 fevereiro de. 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Perfil dos Municípios Brasileiros**. Brasil 2013. Disponível on-line em <<http://www.ibge.com.br>> Acesso em 07 julho de. 2014.

LAURIANO, A. W. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 2009.

LEGISLAÇÃO. **LEI 7577/92 | LEI Nº 7577 DE 16 DE JUNHO DE 1992**. CÂMARA MUNICIPAL DE BELÉM. JUSBRASIL. DISPONÍVEL EM: <[HTTP://CM-BELEM.JUSBRASIL.COM.BR/LEGISLACAO/585565/LEI-7577-92](http://CM-BELEM.JUSBRASIL.COM.BR/LEGISLACAO/585565/LEI-7577-92)>. ACESSO EM: 05 JAN. 2014 ÀS 21H50MIN.

LEME ENGENHARIA. **Projeto do Sistema Macrodrenagem da Bacia do Tucunduba**. Secretaria Estadual de Integração Regional, Desenvolvimento Urbano e Metropolitano – SEIDURB, 2011.

LOPES, J. E. G.; BRAGA, B. P. F.; CONEJO, J. G. L. **SMAP - a simplified hydrologic model**. Water Resources Publications, 1982.

MARINHA DO BRASIL. **Tábuas**. Disponível em: <<http://www.mar.mil.br/dhn/chm/tabuas/index.htm>>. Acesso em: 18 jun. 2010 às 13h40min.

MEDIONDO, E. M. (2005). **Flood risk management of urban Waters in humid tropics: early-warning, protection and rehabilitation**. Invited Paper In: C.

MELLO, C. R.; LIMA, J. M.; SILVA, A. M. **Simulação do Deflúvio e Vazão de Pico em Microbacia Hidrográfica com Escoamento Efêmero**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, vol. 11, 2007. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1415-43662007000400011>.

MONTENEGRO ENGENHARIA. **Análise de risco e plano de ação para a continuidade e conclusão das obras de macrodrenagem da bacia do Tucunduba e serviços complementares**. Prefeitura Municipal de Belém, 2011.

PEREIRA, José Almir Rodrigues. Estudo da infraestrutura de saneamento atual e projetada e de seus impactos na urbanização da bacia do Tucunduba-Belém-PA. Grupo de Pesquisa Hidráulica e Saneamento – GPHS: 2011.

PORTO, R. D. M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 2006.

SANTOS, Flávio Augusto Altieri dos. **Alagamento e inundação urbana: modelo experimental de avaliação de risco**. Dissertação (mestrado em Ciência Ambientais) – Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Pará, Museu Paraense Emílio Goeldi e EMBRAPA, Belém/PA: 2010.

SANTIAGO, ALAILSON V. **Variabilidade e Intensidade das Chuvas em Belém-PA**. Apresentado no XVII Congresso Brasileiro de Agrometeorologia 18 a 21 de Julho de 2011 – SESC Centro de Turismo de Guarapari, Guarapari - ES.

SANTOS, Verônica Jussara Costa. **Avaliação da rede de monitoramento hidrológico e sua contribuição para a gestão dos recursos hídricos no estado do Pará**. Trabalho de conclusão de curso. Programa de Formação Interdisciplinar em Meio Ambiente – Curso de Gestão Ambiental, Universidade Federal do Pará, Belém: 2008.

SECRETARIA MUNICIPAL DE SANEAMENTO. **Cadastro Muntifinalitário**. Planta das bacias hidrográficas da RMB, Belém 2010.

SECRETARIA MUNICIPAL DE SANEAMENTO. **Projeto de Macrodrenagem da Bacia da Estrada Nova, Sub's 1,2,3 e 4**. Prefeitura Municipal de Belém.

SILVA, Andressa Macêdo. **Gestão de conflitos pelo uso da água em bacias hidrográficas urbanas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Pará: 2003.

STURM, T. W. **Open Channel Hydraulics**. [S.l.]: Mc Graw Hill, 2001.

SWISS RE. **Flood Risk in Brazil, 2011**. Disponível em: <http://www.swissre.com>.

TAVARES, JOÃO PAULO NARDIN. **Enchentes repentinas na cidade de belém-pa: condições climáticas associadas e impactos sociais no ano de 1987**. Caminhos de geografia, v. 9, n. 28 Dez/2008 p. 1 – 6. Revista on line <http://www.ig.ufu.br/revista/caminhos.html> ISSN 1678-6343.

TECHNICAL DESIGN GUIDELINES FOR SOUTH EAST QUEENSLAND (T.D.G), **Water Sensitive Urban Design**, Australia, 2006. Australian Government. v.1.

TUCCI, C.E.M. **Gestão das Inundações Urbanas**. UNESCO: Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura, Porto Alegre, 2005.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia**. Ciência e aplicação. Editora da Universidade/UFRGS. Porto Alegre: 1993.

TUCCI, C.E.M. **Inundações e Drenagem Urbana**. In: TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C. Inundações urbanas na América do Sul. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

TUCCI, C. E. M; GENZ, F. Controle do Impacto da Urbanização. In: Tucci,C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995.

UEMURA, S. **Instrumentos de Avaliação e Gestão de Impactos Gerados por Rupturas de Barragens**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2009.

UNITED NATIONS. **Population distribution, urbanization, internal migration and development**: an international perspective. Population Division, DESA, United Nations, New York, NY. Disponível em: <www.unpopulation.org>. Acesso em: 23 dez. 2012 às 15h40min.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. **Atlas brasileiro de desastres naturais 1991 a 2010**: volume Pará. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. Florianópolis: CEPED UFSC, 2011.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. **Atlas brasileiro de desastres naturais 1991 a 2012**: volume Pará. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. Florianópolis: CEPED UFSC, 2013.

USACE. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS**. Davis, CA: [s.n.], 2000.

USACE. **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Davis, CA: [s.n.], 2010.