



**Ministério da Educação**  
**Universidade Federal da Integração Latino-Americana**  
**Instituto de Tecnologia, Infraestrutura e Território**  
**Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura**

**MODELAGEM DO RISCO DE INUNDAÇÃO EM TRECHOS CRÍTICOS  
DE RIOS URBANOS: O CASO DO RIO M'BOICY**

EDGAR RICARDO TIMBIANO JACHO

Foz do Iguaçu, PR  
Dezembro de 2017



**Ministério da Educação**  
**Universidade Federal da Integração Latino-Americana**  
**Instituto de Tecnologia, Infraestrutura e Território**  
Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura

## **MODELAGEM DO RISCO DE INUNDAÇÃO EM TRECHOS CRÍTICOS DE RIOS URBANOS: O CASO DO RIO M'BOICY**

EDGAR RICARDO TIMBIANO JACHO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Banca Examinadora do Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da UNILA, como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador:** Prof. Dr. Gláucio Roloff

**Coorientadora:** Prof. Msc. Mara Silva

Foz do Iguaçu, PR

Dezembro de 2017

## DEDICATÓRIA

*A Deus, o que seria de mim sem a fé que eu tenho nele.  
Ao meu pai que está no céu, quem cuida de mim a cada instante de  
minha vida.*

*A minha mãe, por ser minha guia e protetora constante desde  
Equador.*

*A minha família e amigos pelo carinho recebido.*

## AGRADECIMENTOS

A Deus por me permitir cumprir mais um novo sonho na minha vida.

A minha mãe Martha Jacho, por sua fidelidade, esforço, dedicação e amor que me deu em todos os momentos desta caminhada.

A meu pai Patricio Timbiano (*in memoriam*) quem é meu orgulho. Um dos sonhos dele foi que eu chegasse a cumprir esta meta. Infelizmente não está aqui presente comigo, mas seus valores que ele me deixou estão aqui e sou grato eternamente.

Aos meus familiares, que me apoiam constantemente desde longe e sei que eles estão comigo quando eu precisar.

Meu enorme agradecimento ao meu orientador, o professor Gláucio Roloff pela paciência, dedicação, carinho e entrega, toda sua experiência através de seus conhecimentos transmitidos fazem com que este trabalho seja uma realidade.

A minha coorientadora, a professora Mara Rubia, por toda a paciência e dedicação, quem me ajudou durante muitas etapas durante a elaboração deste trabalho. Ao professor Jiam Pires Frigo pela orientação prestada desde o começo do trabalho.

Aos motoristas dos veículos da universidade e ao técnico César Ramos por nos ajudar na mobilização dos equipamentos topográficos para as duas campanhas.

A todos os professores do curso que foram importantes durante o aprendizado de minha vida acadêmica.

Às empresas, Supermercado Muffato e Eletromil que deram permissão para que fosse feito o monitoramentos dos eventos, medição da velocidade e levantamento topográfico do trecho. À Faculdade Uniamerica pelo banco de dados fotográficos e à Prefeitura Municipal de Foz do Iguaçu pelas informações históricas do trecho analisado.

A todos meus amigos das diferentes nacionalidades da América Latina e a todas as pessoas que de alguma forma estiveram e estão próximos a mim.

Muito Obrigado!

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Inundação urbana na bacia do Rio M'Boicy, Foz do Iguaçu.....	15
<b>Figura 2:</b> Fotografias aéreas do trecho do Rio M'Boicy .....	16
<b>Figura 3:</b> Trecho do Rio M'Boicy.....	17
<b>Figura 4:</b> Características dos leitos de um rio. ....	19
<b>Figura 5:</b> Componentes principais de uma Bacia Hidrográfica.....	22
<b>Figura 6:</b> Esquema de delimitação de uma Bacia Hidrográfica.....	23
<b>Figura 7:</b> Marcação do trecho no rio .....	25
<b>Figura 8:</b> Molinete.....	26
<b>Figura 9:</b> Calha Palhares.....	26
<b>Figura 10:</b> Medição do nível da água do rio.....	27
<b>Figura 11:</b> Expressão gráfica de uma curva-chave .....	28
<b>Figura 12:</b> Tela principal do programa HEC-HMS 4.2.1 .....	32
<b>Figura 13:</b> Características do hidrograma.....	33
<b>Figura 14:</b> Tela principal do Software HEC-RAS 5.0.3.....	37
<b>Figura 15:</b> : Perfis das linhas de água e energia e termos da equação de energia.....	38
<b>Figura 16:</b> Corte transversal das seções da ponte ou bueiro .....	40
<b>Figura 17:</b> Foz do Iguaçu-Paraná-Brasil. ....	41
<b>Figura 18:</b> Estruturas hidráulicas do trecho .....	42
<b>Figura 19:</b> Equipamento ZENITH 25 GNSS RTK.....	43
<b>Figura 20:</b> Medição da velocidade - Método do flutuador. ....	48
<b>Figura 21:</b> Régua para medir o Nível da água da seção.....	49
<b>Figura 22:</b> Régua linimétrica para medir o N.A. máxima de um evento.....	49
<b>Figura 23:</b> Estação-Foz do Iguaçu-A846 .....	50
<b>Figura 24:</b> Canal a céu aberto. ....	53
<b>Figura 25:</b> Esquema dos cenários analisados .....	54
<b>Figura 26:</b> Curvas de nível da bacia hidrográfica do Rio M'Boicy. ....	55
<b>Figura 27:</b> Delimitação da bacia hidrográfica do Rio M'Boicy. ....	55
<b>Figura 28:</b> Área das Sub-bacias de Contribuição ao Ponto Inicial do trecho analisado.....	56
<b>Figura 29:</b> Modelagem da bacia de contribuição ao ponto inicial do trecho. ....	57
<b>Figura 30:</b> Área1 analisada para o cálculo do CN-residencial.....	58
<b>Figura 31:</b> Levantamento fotográfico dos trechos do Rio M'Boicy.....	61
<b>Figura 32:</b> Curva chave da seção do canal.....	63
<b>Figura 33:</b> Vazão de pico para a precipitação 1 .....	64
<b>Figura 34:</b> Vazão observada para a precipitação 1 .....	65

<b>Figura 35:</b> Vazão de pico calibrado para a precipitação 1.....	67
<b>Figura 36:</b> Vazão de pico calibrado para a precipitação 2.....	68
<b>Figura 37:</b> Vazão de pico calibrado para a precipitação 3.....	68
<b>Figura 38:</b> Vazão de pico validado para a precipitação 4.....	69
<b>Figura 39:</b> Vazão de pico validado para a precipitação 5.....	69
<b>Figura 40:</b> Curvas IDF - São Miguel de Iguazu-Pr. ....	71
<b>Figura 41:</b> Vazão de projeto para POA=20%.....	72
<b>Figura 42:</b> Sub-bacia de contribuição para a galeria 2.....	73
<b>Figura 43:</b> Vazão de projeto da sub-bacia 12 para POA=20%.....	73
<b>Figura 44:</b> BASE receptora no marco RN1715H.....	74
<b>Figura 45:</b> Pontos coletados da primeira campanha .....	75
<b>Figura 46:</b> BASE receptora na Eletromil .....	75
<b>Figura 47:</b> Pontos coletados na segunda campanha .....	76
<b>Figura 48:</b> Traçado da seção no CIVIL 3D.....	76
<b>Figura 49:</b> Seção transversal do canal .....	77
<b>Figura 50:</b> Modelo geométrico do trecho .....	79
<b>Figura 51:</b> N.A da seção do canal aberto 1.....	80
<b>Figura 52:</b> Vazão aceitável para a Galeria 3.....	82
<b>Figura 53:</b> Vazão aceitável para a Galeria 3.....	82
<b>Figura 54:</b> Vazão excedida para a Galeria 3 – Cenário 1 .....	87
<b>Figura 55:</b> Vazão excedida para o Canal a Céu Aberto 2 – Cenário 3.....	87
<b>Figura 56:</b> Professores e alunos do Curso de engenharia Civil-UNILA.....	94
<b>Figura 57:</b> Medição dos pontos da seção mediante o Rover e a Coletora .....	94
<b>Figura 58:</b> Medição das galerias mediante a trena .....	94
<b>Figura 59:</b> Leituras da altura máxima para a calibração .....	95
<b>Figura 60:</b> Leituras da altura máxima para a validação.....	95

## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 1:</b> Causas e impactos da urbanização sobre as inundações dos rios urbanos.....	21
<b>Quadro 2:</b> Valores de n de Manning para rios naturais.....	29
<b>Quadro 3:</b> Valores de n de Manning para canais.....	29
<b>Quadro 4:</b> Períodos de Retorno para obras hidráulicas.....	34
<b>Quadro 5:</b> Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.....	35
<b>Quadro 6:</b> Classificação hidrológica do Solo para as condições brasileiras.....	36
<b>Quadro 7:</b> Áreas das sub-bacias de contribuição.....	57
<b>Quadro 8:</b> CN para Residências.....	58
<b>Quadro 9:</b> CN para cada sub-bacia.....	59
<b>Quadro 10:</b> Áreas impermeáveis para cada sub-bacia.....	59
<b>Quadro 11:</b> Tempos de concentração e Tempos de retardamento.....	60
<b>Quadro 12:</b> Comprimento e declividade de cada trecho.....	60
<b>Quadro 13:</b> Coeficiente de manning para cada trecho.....	61
<b>Quadro 14:</b> Datas das leituras da altura máxima.....	62
<b>Quadro 15:</b> Datas e horarios das precipitações.....	62
<b>Quadro 16:</b> Medições da velocidade média.....	62
<b>Quadro 17:</b> Vazões de pico simuladas.....	64
<b>Quadro 18:</b> Vazões de pico observadas.....	65
<b>Quadro 19:</b> Sensibilidade dos parâmetros.....	66
<b>Quadro 20:</b> Ranking da sensibilidade.....	66
<b>Quadro 21:</b> Coeficiente de Manning modificado a mais 10%.....	66
<b>Quadro 22:</b> CN modificado a menos 10%.....	67
<b>Quadro 23:</b> Vazões calibradas e validadas.....	70
<b>Quadro 24:</b> Erro absoluto e relativo para as vazões de pico.....	70
<b>Quadro 25:</b> Erro absoluto e relativo das alturas máximas.....	70
<b>Quadro 26:</b> Precipitação para POA=20%.....	71
<b>Quadro 27:</b> Vazões de projeto para o ponto inicial do trecho.....	72
<b>Quadro 28:</b> Vazões de projeto da Sub-bacia 12.....	74
<b>Quadro 29:</b> Estação e elevação para a seção transversal do canal.....	77
<b>Quadro 30:</b> Estruturas hidráulicas para os três cenários.....	78
<b>Quadro 31:</b> Coeficiente de Manning observado.....	79
<b>Quadro 32:</b> Vazão aceitável para o Cenário 1.....	80
<b>Quadro 33:</b> Vazão aceitável para o Cenário 2.....	81
<b>Quadro 34:</b> Vazão aceitável para o Cenário 3.....	81

---

<b>Quadro 35:</b> Vazão excedida para POA=20%.....	83
<b>Quadro 36:</b> Vazão excedida para POA=10%.....	84
<b>Quadro 37:</b> Vazão excedida para POA=5%.....	84
<b>Quadro 38:</b> Vazão excedida para POA=2%.....	85
<b>Quadro 39:</b> Vazão excedida para POA=1%.....	86



## RESUMO

As inundações urbanas no Brasil tem importantes impactos sobre a sociedade. Esses impactos podem ocorrer devido a uma série de causas associados à ocupação desordenada do solo urbano, falta de recursos para saneamento, falta de planejamento hidrológico urbano, entre outros. No contexto atual, diversas medidas de prevenção e proteção contra inundações urbanas podem ser adotadas. Essas causas e medidas corretivas podem ter sua eficiência analisada através da modelagem hidrológica e hidráulica. Nesse sentido definiu-se como área de estudo um trecho crítico do Rio M'Boicy de Foz do Iguaçu que é sujeito a frequentes inundações. Esses eventos, causam atualmente prejuízos principalmente ao invadir casas e estabelecimentos comerciais, trazendo incerteza aos afetados quanto as causas e prováveis soluções. Desta forma mediante a modelagem hidrológica no programa HEC-HMS determinou-se a vazão de projeto em relação à bacia hidrográfica de contribuição ao trecho. Na sequência, através da modelagem hidráulica no programa HEC-RAS encontrou-se a vazão aceitável em diferentes cenários como i) com sujeira e tubos de esgoto, ii) sem sujeira e com tubos de esgoto e iii) sem sujeira e sem tubos de esgoto. É importante assinalar que para uma maior confiabilidade nos resultados foram calibrados e validados os modelos hidrológico e hidráulico. Assim foram comparadas as vazões aceitáveis pelos diferentes componentes do trecho, com as vazões de projeto, para os três cenários e diversas probabilidades anuais de ocorrência, de modo a elucidar as razões para as frequentes inundações. Deste modo verificou-se que a retirada da sujeira e tubos de esgotos existentes no percurso do trecho, aumenta a capacidade de transporte de escoamento. O ponto mais crítico encontra-se na Galeria 3 com as maiores vazões excedidas para os três cenários. A partir disso, conclui-se pela necessidade de evitar ou reter a sujeira a montante deste trecho e da necessidade de ser alterado a condução do esgoto que está junto ao canal do rio. Além disso, este trabalho servirá como referência para as prefeituras municipais, para avaliar a capacidade da vazão das estruturas hidráulicas existentes de um trecho critico onde ocorre inundações.

**Palavras-chave:** Inundação; Drenagem urbana; HEC-RAS; HEC-HMS; Rio M'Boicy.

## ABSTRACT

Urban floods in Brazil have important impacts on society. These impacts can occur due to a series of causes associated with the disorderly occupation of urban land, lack of resources for sanitation, lack of urban hydrological planning, among others. In the current context, several measures of prevention and protection against urban flood can be adopted. These causes and corrective measures can have their efficiency analyzed through hydrological and hydraulic modeling. In this sense, a critical section of the M'Boicy River of Foz do Iguaçu was defined as a study area that is subject to frequent flooding. These events are currently causing damage mainly by invading homes and commercial establishments, bringing uncertainties to those affected as to the causes and likely solutions. Thus, through the hydrological modeling in the HEC-HMS program, the project flow was determined in relation to the watershed of contribution to the stretch. Then, through the hydraulic modeling in the HEC-RAS program, the acceptable flow was found in different scenarios such as i) with dirt and sewage pipes, ii) without dirt and with sewage pipes and iii) without dirt and without sewage pipes. It is important to note that hydrological and hydraulic models were calibrated and validated for greater reliability. Thus, the flow rates acceptable for the different components of the section, with the project flows, were compared for the three scenarios and several annual probabilities of occurrence, in order to elucidate the reasons for the frequent floods. In this way it has been found that the removal of the dirt and sewage pipes existing in the course of the stretch increases the carrying capacity of the flow. The most critical point is in Gallery 3 with the largest outflows for all three scenarios. From this, one concludes by the necessity of avoiding or retaining the dirt upstream of this stretch and of the necessity of being changed the conduction of the sewage that is next to the channel of the river. In addition, this work will serve as reference for municipal municipalities, to evaluate the capacity of the flow of existing hydraulic structures of a critical stretch where there is flooding.

**Keywords:** Inundation; Urban drainage; HEC-RAS; HEC-HMS; M'Boicy River.

## RESUMEN

Las inundaciones urbanas en Brasil tienen importantes impactos sobre la sociedad. Estos impactos pueden ocurrir debido a una serie de causas asociadas a la ocupación desordenada del suelo urbano, falta de recursos para saneamiento, falta de planificación hidrológica urbana, entre otros. En el contexto actual, se pueden adoptar diversas medidas de prevención y protección contra las inundaciones urbanas. Estas causas y medidas correctivas pueden tener su eficiencia analizada a través del modelado hidrológico e hidráulico. En ese sentido se definió como área de estudio un trecho crítico del Río M'Boicy de Foz do Iguazú que está sujeto a frecuentes inundaciones. Estos eventos, causan actualmente perjuicios principalmente al invadir casas y establecimientos comerciales, trayendo incertidumbre a los afectados en cuanto a las causas y probables soluciones. De esta forma mediante el modelado hidrológico en el programa HEC-HMS se determinó el caudal de proyecto en relación a la cuenca hidrográfica de contribución al tramo. En consecuencia, a través del modelado hidráulico en el programa HEC-RAS se encontró el caudal aceptable en diferentes escenarios como i) con suciedad y tubos de desagüe, ii) sin suciedad y con tubos de desagüe y iii) sin suciedad y sin tubos de desagüe. Es importante señalar que para una mayor confiabilidad en los resultados fueron calibrados y validados los modelos hidrológico e hidráulico. Así se compararon los caudales aceptables por los diferentes componentes del tramo, con los caudales de proyecto, para los tres escenarios y diversas probabilidades anuales de ocurrencia, para elucidar las razones para las frecuentes inundaciones. De este modo se verificó que la retirada de la suciedad y tubos de alcantarillas existentes en el recorrido del tramo, aumenta la capacidad de transporte de flujo. El punto más crítico se encuentra en la Galería 3 con los mayores caudales excedidos para los tres escenarios. A partir de eso, se concluye por la necesidad de evitar o retener la suciedad por encima de este tramo y de la necesidad de ser alterado la conducción del desagüe que está junto al canal del río. Además, este trabajo servirá como referencia para las alcaldías municipales, para evaluar la capacidad del caudal de las estructuras hidráulicas existentes de un tramo crítico donde ocurren inundaciones.

**Palabras claves:** Inundación; Drenaje urbano; HEC-RAS; HEC-HMS; Río M'Boicy.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	V
LISTA DE QUADROS .....	vii
RESUMO .....	ix
ABSTRACT.....	x
RESUMEN.....	xi
1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	15
2. OBJETIVOS.....	18
2.1 Objetivo Geral .....	18
2.2 Objetivos Específicos .....	18
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
3.1 Urbanização e os problemas de inundação .....	19
3.1.2 Medidas para controle de inundações.....	21
3.2 Bacia Hidrográfica .....	22
3.3.1 Delimitação .....	23
3.3 Vazão de projeto .....	24
3.4 Medição da vazão em rios.....	24
3.4.1 Método do Flutuador .....	24
3.4.2 Método do Molinete .....	25
3.4.3 Método das Calhas Parshall .....	26
3.5 Medição do Nível da Água.....	27
3.6 Curva Chave .....	27
3.7 Canalização de rios.....	28
3.8 Levantamento Topográfico .....	30
3.8.1 GNSS-RTK .....	30
3.9 Modelagem Hidrológica.....	31
3.9.1 Programa HEC-HMS.....	31
3.9.2 Método Serviço de Conservação do Solo .....	32
3.10 Modelagem Hidráulica.....	36
3.10.1 Programa HEC-RAS .....	37
3.10.2 Modelagem Matemática para Escoamento Permanente .....	37
3.10.3 Seções de Pontes e Bueiros para HEC-RAS .....	39
3.11 Calibração e validação dos resultados .....	40
4. METODOLOGIA .....	41

4.1	Caracterização da área de estudo.....	41
4.1.1	Trecho analisado do Rio M'Boicy.....	42
4.1.2	Delimitação da bacia de contribuição ao rio.....	42
4.2	Levantamento topográfico do trecho.....	43
4.2.1	Processamento de dados GNSS.....	44
4.3	Aplicação do Modelo HEC-HMS.....	45
4.3.1	Dados para o programa.....	45
4.4	Calibração e validação do modelo hidrológico.....	47
4.4.1	Medição da vazão do rio.....	47
4.4.2	Monitoramento dos eventos.....	49
4.4.3	Dados da precipitação.....	50
4.4.4	Análises da sensibilidade dos parâmetros.....	50
4.4.5	Vazão de projeto.....	51
4.5	Aplicação do Modelo HEC-RAS.....	51
4.5.1	Dados para o programa.....	51
4.6	Calibração e validação do modelo hidráulico.....	52
4.7	Vazão aceitável do trecho.....	53
4.8	Vazão excedida do trecho.....	54
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	55
5.1	Delimitação da Bacia de Contribuição.....	55
5.2	Modelo HEC-HMS.....	56
5.2.1	Modelo da Bacia.....	57
5.2.2	Modelo Meteorológico e especificação de controle.....	61
5.3	Curva chave do canal.....	62
5.4	Calibração e validação do Modelo hidrológico.....	63
5.4.1	Vazões simuladas.....	63
5.4.2	Vazões observadas.....	64
5.4.3	Sensibilidade dos parâmetros.....	65
5.4.4	Vazões calibradas.....	67
5.4.5	Vazões validadas.....	69
5.5	Vazão de projeto.....	71
5.6	Pontos coletados do levantamento topográfico.....	74
5.7	Modelo HEC-RAS.....	76
5.8	Calibração e validação do modelo Hidráulico.....	79
5.9	Vazão aceitável pela estrutura.....	80

---

5.9.1 Cenário 1 .....	80
5.9.2 Cenário 2 .....	81
5.9.3 Cenário 3 .....	81
5.10 Vazão excedida do trecho .....	83
5.10.1 Probabilidade Anual de Ocorrência 20%.....	83
5.10.2 Probabilidade Anual de Ocorrência 10%.....	83
5.10.3 Probabilidade Anual de Ocorrência 5%.....	84
5.10.4 Probabilidade Anual de Ocorrência 2%.....	85
5.10.5 Probabilidade Anual de Ocorrência 1%.....	85
6. CONCLUSÕES.....	88
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90
ANEXO 1 .....	94
Levantamento Topográfico - GNSS RTK.....	94
ANEXO 2 .....	95
Medições das alturas máximas .....	95
ANEXO 3 .....	96
Precipitações-INMET .....	96

## 1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento de uma área urbana provoca impactos sobre os processos hidrológicos existentes que estão relacionados ao modo de ocupação do solo e ao aumento das superfícies impermeáveis em grande parte da bacia, ocasionando prejuízos consideráveis e irreparáveis para a população. De acordo com Enomoto (2004 p.1), nas áreas urbanizadas, a impermeabilização reduz a infiltração e aumenta a velocidade do escoamento no sistema de drenagem, à medida que evolui a ocupação urbana, trazendo como consequência direta o aumento dos processos erosivos na calha principal, margens e contribuintes do rio .

Além disso, de acordo com Tucci e Bertoni (2003, p.45), a inundação ocorre quando as águas dos rios, riachos e galerias pluviais saem do leito de escoamento devido à falta de capacidade de transporte dessas estruturas, ocupando as áreas onde a população utiliza para moradia, transporte, rodovias, recreação, comércio, indústria, entre outros. Em conformidade com Enomoto (2004, p.9) deve-se aplicar o controle de inundações que consiste em um conjunto de medidas que tem por objetivo minimizar os riscos a que as populações estão sujeitas, diminuindo os prejuízos causados por inundações e possibilitando o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável.

Neste trabalho foi abordado um estudo relacionado com a problemática de inundações nas áreas mais a jusante da bacia hidrográfica do Rio M'Boicy da cidade de Foz de Iguaçu do estado de Paraná. Como exemplo, a **Figura 1** apresenta inundações no dia 13/06/2014 na Rua Belarmino de Mendoça, na quadra da Residência M'Boicy (esquerda) e no dia 17/11/2015 na Rua Vinte e Quatro de Março e Edmundo de Barros, próximo ao estacionamento do Supermercado Muffato e a Empresa Eletromil (direita), sendo o prejuízo até agora material, sem perda de vidas humanas, atingindo diretamente a população próxima às margens do rio M'Boicy e aos demais estabelecimentos comerciais.

**Figura 1:** Inundação urbana na bacia do Rio M'Boicy, Foz do Iguaçu



Fonte: Adaptado da Prefeitura Municipal de Foz do Iguaçu

Segundo a Prefeitura do Município de Foz de Iguaçu (PMFI, 2014), as ruas localizadas nas margens do Rio M'Boicy, são as mais atingidas quando chove forte, principalmente por causa do entupimento das galerias de todo o trecho do rio. Esse fato é provocado pelo lixo que é descartado de forma incorreta por alguns moradores. Apesar de obras pontuais estarem sendo realizadas pela prefeitura, como a ampliação do canal na parte mais a montante e publicitadas como solução para as inundações, o problema não são as obras, mas sim a falta de um planejamento envolvendo toda a bacia hidrográfica.

É importante assinalar que segundo Lang et al. (2016) até o final da década de 1970 o Rio M'Boicy, apresentava águas límpidas e cristalinas, além do fato de que suas margens eram compostas por uma vasta mata ciliar. Porém essa situação de qualidade ambiental foi sendo modificada nos últimos anos, em decorrência do processo de ocupação desenfreada no entorno desta bacia hidrográfica, estimulada sobre tudo pela especulação imobiliária, o que ocasionou uma intensa degradação das condições ambientais do rio.

Segundo declarações de Barros (2017), desenhista da Prefeitura Municipal de Foz do Iguaçu, manifestou-se que no ano de 1984 participou do processo de modificação do rio natural, na área de topografia das obras hidráulicas do trecho do Rio M'Boicy. Também pode-se observar na **Figura 2**, a fotografia aérea de 1977 não existia o trecho canalizado nem o Supermercado Muffato e na fotografia aérea de 1987 já aparece o trecho canalizado com as galerias e o Supermercado Muffato. Então pode-se afirmar que a execução das obras no trecho foi construído entre os anos de 1984 e 1985.

**Figura 2:** Fotografias aéreas do trecho do Rio M'Boicy



**Fonte:** Adaptado da Prefeitura Municipal de Foz do Iguaçu

Assim esse estudo se justifica, pois naquelas áreas mais a jusante da bacia contempla registros de inundações, sendo quase anuais, quando de acordo com Ramos et al. (1999, p.149), em obras de macrodrenagem deveria ser a cada 50 ou 100 anos do período de retorno que é o intervalo de tempo estimado de ocorrência de um determinado evento extremo. Portanto foi escolhido o caso do trecho crítico do Rio M'Boicy, onde foi modificado seu leito natural e ocorreu inundações frequentes nos últimos anos. O trecho estudado começa como



Ponto Inicial atravessando a Avenida Paraná perto do Supermercado Super Muffato, seguindo o percurso até chegar ao Ponto final que atravessa a Avenida Jorge Schimmelpfeng perto do Hotel Lanville, como se pode observar na **Figura 3**.

**Figura 3:** Trecho do Rio M'Boicy



Fonte: Google Earth Pro 2017.

Para elucidar as causas destas inundações frequentes, foram estudados diferentes cenários físicos deste trecho crítico, comparando a vazão hidráulicamente viável dos diferentes componentes do trecho com a vazão de projeto para diferentes probabilidades de ocorrência. A metodologia utilizada é, por um lado, complexa e robusta, mas de baixo custo, portanto amplamente disponível para ser aplicado pelas prefeituras municipais para avaliar a capacidade de vazão nos trechos críticos. Essa tarefa é de essencial importância para em um futuro aplicar soluções práticas e eficientes a inundações, possibilitando segurança e uma melhor qualidade de vida na população.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1 Objetivo Geral

Determinar a vazão excedida em diferentes cenários no trecho crítico do Rio M'boicy.

### 2.2 Objetivos Específicos

Em decorrência do objetivo principal, têm-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Calibrar e validar a vazão de pico calculada com a vazão de pico observada a fim de ter uma maior confiabilidade nos resultados;
- b) Determinar a vazão de projeto da bacia de contribuição ao trecho mediante o software HEC-HMS, em diferentes probabilidades anuais de ocorrência;
- c) Calibrar e validar a altura da lamina de água calculada no canal com a altura da lamina de água observada a fim de ter uma maior credibilidade nos resultados;
- d) Encontrar a vazão aceitável do trecho crítico em vários cenários mediante o software HEC-RAS;
- e) Disponibilizar o projeto desenvolvido para possíveis aplicações nas prefeituras municipais.

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Urbanização e os problemas de inundação

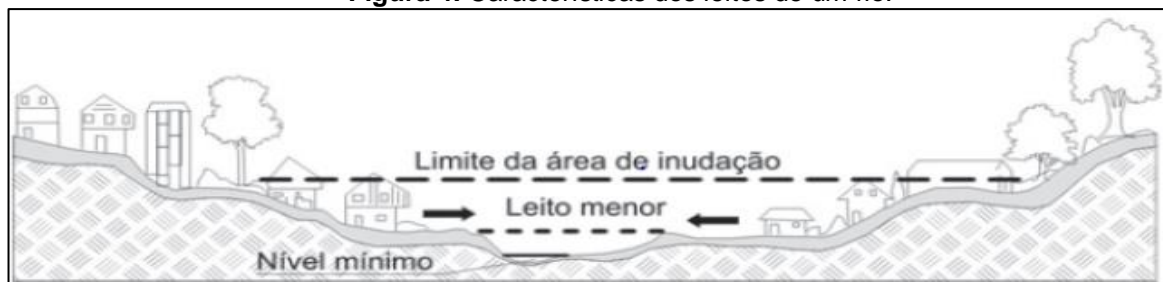
O processo de urbanização acarreta profundas modificações no uso e ocupação do solo causando interferências significativas nas respostas hidrológicas dessas áreas, destacando-se a diminuição da infiltração e do armazenamento da água e conseqüentemente o aumento do escoamento superficial (BOLDRIN, 2005, p.14).

Nos países em desenvolvimento, o crescimento urbano tem sido realizado de forma insustentável com a deterioração da qualidade de vida e do meio ambiente. Esse processo é ainda mais significativo na América Latina onde 77% da população é urbana. A urbanização é espontânea, o planejamento urbano é realizado apenas para a parte da cidade ocupada pela população de média e alta renda, enquanto que para as áreas de baixa renda e de periferia o processo se dá de forma irregular ou clandestina (TUCCI, 2005, p.3).

Assim, mediante o crescimento dos centros urbanos faz aumentar o escoamento, encurtando o seu tempo de concentração, causando graves reflexos nos cursos de drenagem natural, provocando erosão, assoreamento e enchentes. Destacam-se as enchentes urbanas como um dos principais impactos sobre a sociedade. Esses impactos podem ocorrer devido à urbanização ou à inundação natural da várzea ribeirinha. Essa última ocorre, principalmente, pelo processo natural no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com os eventos chuvosos extremos, em média com tempo de retorno superior a dois anos (TUCCI, 1995, p.47).

Segundo Tucci (2005, p.10), os rios geralmente possuem dois leitos, o leito menor onde a água escoar na maioria do tempo e o leito maior que é preenchido ou inundado em média a cada dois anos, após uma chuva de mesmo tempo de retorno. pois ocorrem principalmente pelo processo natural no qual o rio escoar pelo seu leito maior, este evento se caracteriza na inundação natural do leito maior e a população só será afetada caso haja ocupação inadequada desta região, como é possível observar na **Figura 4**.

**Figura 4:** Características dos leitos de um rio.



Fonte: (TUCCI; BERTONI, 2003, p.25)

Este tipo de enchente é decorrência de processo natural do ciclo hidrológico. Quando a população ocupa o leito maior, que são áreas de risco, os impactos são frequentes. Essas condições ocorrem, em geral, devido às seguintes ações: No Plano Diretor Urbano da quase totalidade das cidades da América do Sul, não existe nenhuma restrição quanto ao loteamento de áreas de risco de inundação, a sequência de anos sem enchentes é razão suficiente para que empresários parcelem áreas inadequadas; invasão de áreas ribeirinhas, que pertencem ao poder público, pela população de baixa renda; ocupação de áreas de médio risco, que são atingidas com frequência menor, mas que quando o são, sofrem prejuízos significativos (TUCCI; BERTONI, 2003, p.25).

A urbanização caótica associada ao uso inadequado do solo provoca a redução da capacidade de armazenamento natural dos deflúvios. A solução adotada tradicionalmente visa o aumento da velocidade dos escoamentos com obras de canalização (CANHOLI, 2014, p.21).

De acordo com Barbosa (2006, p.32), a falta de conhecimento generalizado sobre o assunto por parte da população e dos profissionais de diferentes áreas que não possuem informações adequadas sobre os problemas e suas causas, tem levado a decisões muitas vezes onerosas, onde algumas empresas se apoiam para aumentar seus lucros.

Por exemplo, o uso de canalização para drenagem é uma prática difundida no Brasil, mesmo representando custos altos e que geralmente tendem a aumentar o problema que pretendiam resolver. A própria população, quando possui algum problema de inundação, solicita a execução de um canal para o controle desse evento. Com o canal, a inundação é apenas transferida para jusante afetando outra parte da população (BARBOSA, 2006, p.33).

Dentre os principais impactos sobre a população são: prejuízos de perdas materiais e humanas; interrupção da atividade econômica das áreas inundadas; contaminação por doenças de veiculação hídrica como leptospirose, cólera, entre outras; contaminação da água pela inundação de depósitos de material tóxico, estações de tratamentos entre outro (TUCCI; BERTONI, 2003, p.26).

Diversas causas podem estar associadas ao processo de urbanização. O **Quadro 1** apresenta algumas destas causas e seus impactos.

**Quadro 1:** Causas e impactos da urbanização sobre as inundações dos rios urbanos

<b>CAUSAS</b>	<b>IMPACTOS</b>
<b>Impermeabilização</b>	-Maiores picos de cheia e vazão em rios.
<b>Redes de drenagem</b>	-Maiores picos de cheia a jusante.
<b>Lixo</b>	-Entupimento de bueiros e galerias pluviais
<b>Redes de esgotos deficientes</b>	-Degradação da qualidade da água. -Doenças de veiculação hídrica.
<b>Desmatamento</b>	-Maiores picos de cheia. -Maior erosão. -Assoreamento em canais e galerias.
<b>Ocupação das várzeas</b>	-Maiores prejuízos ao patrimônio por inundações. -Maiores picos de cheias.

Fonte: Adaptado de Bollmann (2004).

Sobre os impactos devido à urbanização existe uma visão limitada do que é a gestão integrada dos recursos hídricos, pois grande parte dos problemas gerados no espaço urbano estão relacionados ao desenvolvimento da infraestrutura de forma setorizada, ou seja, consideram-se apenas a regulamentação do uso do solo e o tráfego no planejamento urbano, sem avaliar o impacto da infraestrutura de água.

### 3.1.2 Medidas para controle de inundações

De acordo com Barbosa (2006, p. 39) as medidas para o controle das inundações podem ser classificadas em estruturais, quando o homem modifica o rio e em não-estruturais, quando o homem convive com o rio. No primeiro caso estão as medidas de controle através de obras hidráulicas como barragens, diques e canalização, entre outros. No segundo caso, encontram-se medidas do tipo preventivas, tais como zoneamento de áreas de inundação, sistema de alerta ligada a Defesa Civil e seguros. Não se pode achar que as medidas poderão controlar totalmente as Inundações; as medidas sempre visam minimizar as suas consequências.

#### ▪ **Medidas Estruturais**

São medidas físicas de engenharia desenvolvidas pela sociedade para reduzir o risco de enchentes. Essas medidas podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão,

como modificação da cobertura vegetal no solo, que reduz e retarda os picos de enchente e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos: (a) medidas que aceleram o escoamento; (b) medidas que retardam o escoamento e (c) desvio do escoamento (BARBOSA, 2006, p.41).

#### ▪ Medidas não-estruturais

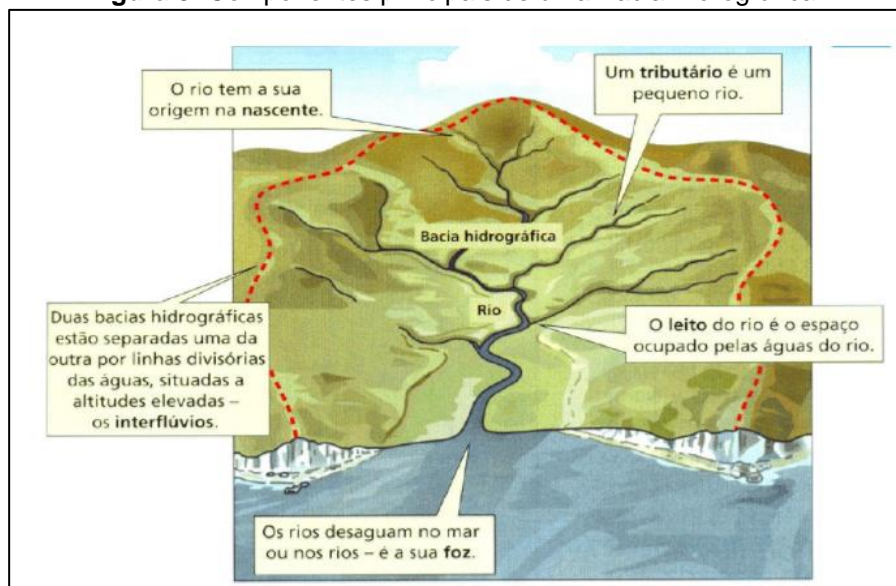
As medidas não-estruturais, juntas com as estruturais ou sozinhas, podem minimizar significativamente os danos com um menor custo. As medidas não-estruturais consistem basicamente nos sistemas de alertas, nos sistemas resposta, mapas de alagamento, nos seguros conta danos produzidos pelas enchente, entre outros (CORDERO, 2013, p.101).

Para o controle de inundação de forma adequada torna-se necessária a associação de medidas estruturais e não estruturais, de modo que garanta à população o mínimo de prejuízo possível, além de possibilitar uma convivência harmoniosa com o rio, pois as melhores soluções são alcançadas através de compreensão mais integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas de controle que o compõem.

### 3.2 Bacia Hidrográfica

É constituída pelo conjunto de superfícies que, através de canais e tributários, drenam a água da chuva, sedimentos e substâncias dissolvidas para um canal principal cuja vazão ou deflúvio converge numa foz do canal principal num outro rio, lago ou mar como se observa na **Figura 5**. É delimitada pelos divisores de água e seus tamanhos podem variar desde dezenas de m<sup>2</sup> até milhões de km<sup>2</sup> (GRANELL, 2004).

**Figura 5:** Componentes principais de uma Bacia Hidrográfica



Fonte: (GRANELL, 2004)



### 3.3.1 Delimitação

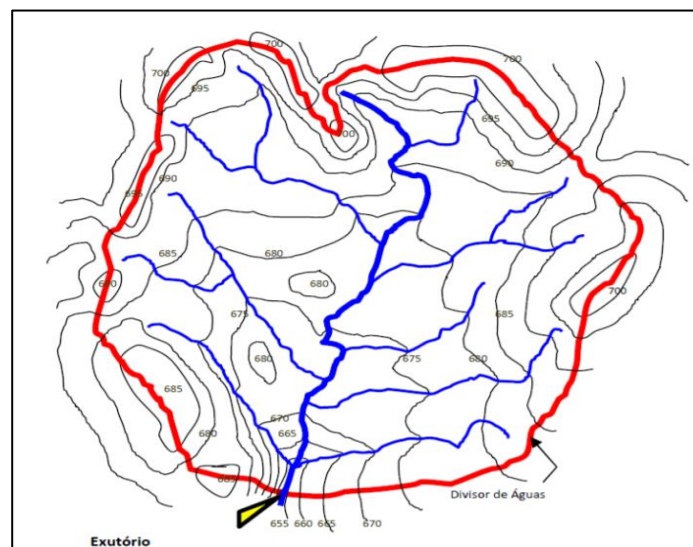
Segundo Von Sperling M. (2007), estabelece as seguintes etapas de delimitação da bacia hidrográfica:

**Etapa 1:** definir o ponto em que será feita a delimitação da bacia, situado na parte mais baixa do trecho em estudo do curso d'água principal. Reforçar a marcação do curso d'água principal e dos tributários (os quais cruzam as curvas de nível, das mais altas para as mais baixas, e definem os fundos de vale).

**Etapa 2:** para definir o limite da bacia hidrográfica, partir da foz e conectar os pontos mais elevados, tendo por base as curvas de nível e os pontos cotados. O limite da bacia circunda o curso d'água e tributários, não podendo nunca cruzá-los. Próximo a cada limite marcado, verificar se a água da chuva escoará sobre o terreno rumo às partes baixas (cruzando perpendicularmente as curvas de nível) na direção dos tributários e do curso d'água principal (se ela correr em outra direção, é porque pertence a outra bacia). Observar que dentro da bacia poderá haver locais com cotas mais altas do que as cotas dos pontos que definem o divisor de águas da bacia.

A bacia hidrográfica é uma área de captação natural da água de precipitação da chuva que converge os escoamentos para um único ponto de saída. Este ponto de saída é denominado exutório. Uma bacia hidrográfica é composta por um conjunto de superfícies vertentes constituídas pela superfície do solo e de uma rede de drenagem formada pelos cursos da água que confluem até chegar a um leito único no ponto de saída. Na **Figura 6** se pode visualizar um esquema de uma delimitação da bacia hidrográfica.

**Figura 6:** Esquema de delimitação de uma Bacia Hidrográfica.



Fonte: (VON SPERLING,2007).

### 3.3 Vazão de projeto

Segundo Pereira (2015, p.5) a vazão máxima ou de projeto é fundamental para o dimensionamento de obras hidráulicas e para a previsão de enchentes. À partir dela, é possível conhecer os volumes máximos registrados na série histórica e, assim, evitar que estas obras sejam subestimadas.

A vazão de projeto pode ser determinada por uma série de ferramentas, como por exemplo, no ajuste de uma distribuição estatística, através da regionalização de vazões e pela precipitação. A primeira estimativa é indicada quando existem dados históricos de vazão no local de interesse e as condições da bacia hidrográfica não se alteraram. Quando o número de dados é insuficiente ou quando não existem dados, pode-se utilizar a regionalização de vazões ou precipitações com base nos postos da região, assim como no caso de uma bacia que sofre modificações. O presente estudo utilizou-se a estimativa da vazão máxima da bacia de contribuição pelo Método do Serviço de Conservação do Solo SCS (*Soil Conservation Service*).

O método do SCS é mais conhecido nos Estados Unidos, o mais aplicado e cujo nome novo é NRCS (*National Resources Conservation Service*). É aplicado para áreas de contribuição que variam de 3 km<sup>2</sup> a 250 km<sup>2</sup>. Está baseado no conceito de hidrograma unitário usando 1cm para a chuva excedente para as unidades do Sistema Internacional (CHOW et al., 1988, p. 214).

### 3.4 Medição da vazão em rios.

A vazão é o volume de água que passa entre dois pontos por um dado período de tempo. Normalmente, é expressa em metros cúbicos por segundo (m<sup>3</sup> /s). Sua medição é importante porque influencia a qualidade da água, os organismos que nela vivem e seus habitats. A vazão é influenciada pelo clima, aumentando durante os períodos chuvosos e diminuindo durante os períodos secos. Também pode ser influenciada pelas estações do ano, sendo menor quando as taxas de evaporação são maiores (PALHARES et al., 2007, p.1).

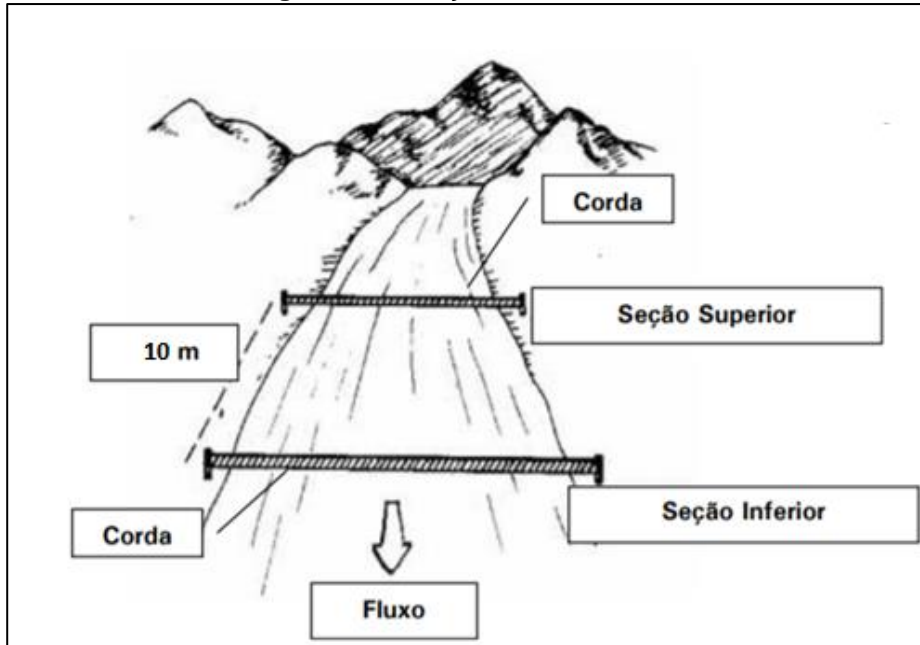
#### 3.4.1 Método do Flutuador

De acordo com Palhares et al. (2007, p.2) devem se organizar os seguintes materiais para a medir a vazão num trecho do rio: a) Duas cordas, quatro estacas e martelo. As cordas serão esticadas através da seção do rio, perpendicular as margens. Utilize as estacas para fixar as cordas; b) Trena (de no mínimo 10 m); c) Régua impermeável ou qualquer tipo de instrumento para medir a profundidade do rio; d) Fitas para serem amarradas nas cordas a fim de marcar intervalos; e) laranjas; f) Cronômetro; g) Calculadora.



Observa-se na **Figura 7**, que o trecho escolhido para medição da vazão deve ser reto (sem curvas), ter no mínimo 15 cm de profundidade e não ser uma área de águas paradas, geralmente corredeiras desobstruídas são ideais.

**Figura 7:** Marcação do trecho no rio



Fonte Adaptado de Palhares et al., (2007, p.2)

### 3.4.2 Método do Molinete

São aparelhos dotados basicamente de uma hélice e um “conta-giros”, medindo a velocidade do fluxo d’água que passa por ele (**Figura 8**). Assim, quando posicionado em diversos pontos da seção do rio determinam o perfil de velocidades desta seção. Com tal perfil e a geometria da seção, determina-se a vazão.

O princípio de funcionamento é o seguinte: mede-se o tempo necessário para que a hélice do aparelho dê um certo número de rotações. O “conta-giros” envia um sinal ao operador a cada 5, 10 ou qualquer outro número de voltas realizadas. Marca-se o tempo entre alguns sinais e determina-se o número de rotações por segundo ( $n$ ). O equipamento possui uma curva calibrada que fornece a velocidade  $V$  a partir da frequência  $n$  da hélice. Caso o molinete não seja fixo numa haste, deve-se prendê-lo a um lastro (peso entre 10 e 100 kg) para que fique aproximadamente na vertical (PORTO et al., 2001, p.15).

**Figura 8: Molinete**

Fonte Adaptado de Porto et al. (2001, p.16)

### 3.4.3 Método das Calhas Parshall

De acordo à **Figura 9**, as calhas Parshall são como os vertedores, são estruturas construídas no curso d'água e possuem sua própria “curva-chave”. Assim, a determinação de vazão a partir do nível é direta para a seção onde a mesma está instalada. Entretanto, se não há ondas de cheia propagando pelo canal, a vazão que passa pela calha é a mesma que passa por qualquer outra seção do rio. Pode-se então determinar a curva-chave para outras seções de interesse medindo o nível da água em tais seções e relacionando-os com a vazão medida pela calha ou vertedor. Portanto, com o conhecimento do nível da água na região da profundidade crítica determina-se a vazão do canal, uma vez que a forma da seção da calha e a cota de fundo são conhecidas. (PORTO et al., 2001, p.8)

**Figura 9: Calha Palhares**

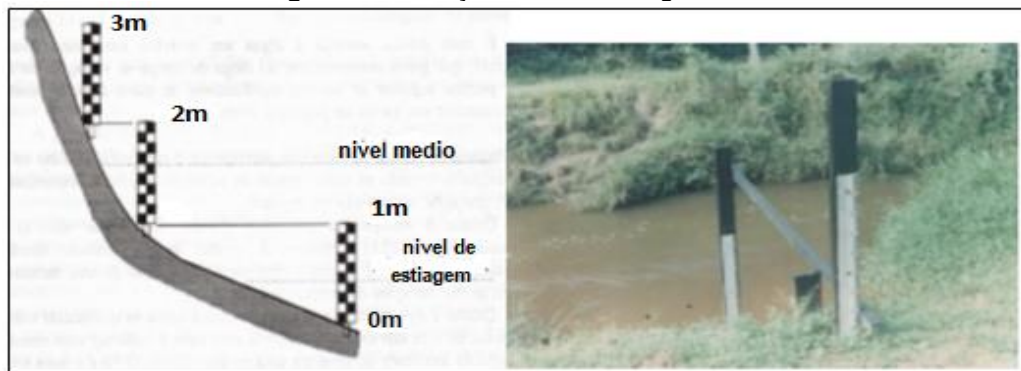
Fonte Adaptado de Porto et al. (2001, p.9)

### 3.5 Medição do Nível da Água

De acordo com Porto et al. (2001, p.29) o nível d'água deve ser medido concomitantemente com a medição vazão na operação de determinação da curva-chave, a fim de se obter os pares de pontos cota e descarga a serem interpolados. Uma vez determinada a curva-chave, precisa-se monitorar apenas o nível d'água para obter a vazão do rio.

A régua linimétrica é a maneira mais simples para medir o nível de um curso d'água, colocando uma régua vertical na água e observar sua marcação. Como se observa na **Figura 10** as régua são geralmente constituídas de elementos verticais de 1 metro graduados em centímetro. São placas de metal inoxidável ou de madeira colocadas de maneira que o elemento inferior fique na água mesmo em caso de estiagem excepcional.

**Figura 10:** Medição do nível da água do rio

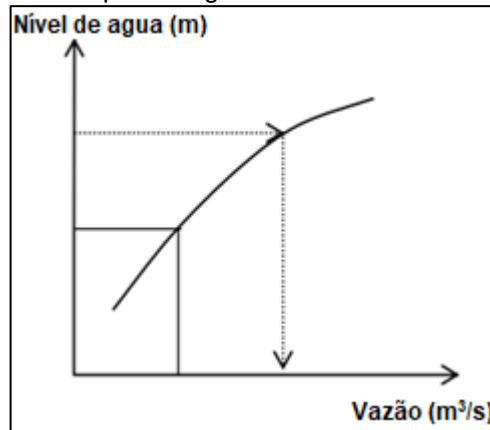


Fonte Adaptado de Porto et al. (2001, p.29)

### 3.6 Curva Chave

É uma curva de Calibragem, Curva Cota-Vazão ou Curva Cota-Descarga que relaciona o nível de um rio com sua vazão, para obtê-la se faz medições de vazão por qualquer método para diversos níveis e obtêm-se pares cota-descarga. A relação é obtida a partir da interpolação destes pontos e, como esta operação não contempla todos os níveis possíveis, utiliza-se ainda a extrapolação (PORTO et al., 2001, p.30).

De acordo com Porto (2001, p.36) ao se escolher uma seção para controle, esta deve seguir alguns princípios: lugar de fácil acesso; seção com forma regular; trecho retilíneo e com declividade constante; margem e leito não erodíveis; controle por regime uniforme; controle por regime crítico ou lento; regime permanente. A curva-chave pode ser definida como a representação gráfica (**Figura 11**), da relação entre o nível de água e a vazão correspondente, num dado ponto de um curso de água.

**Figura 11:** Expressão gráfica de uma curva-chave

Fonte: Adaptado de Emilio (2001, p.24)

### 3.7 Canalização de rios

De acordo com o Projeto Manuelzão (2015) nas últimas décadas do século XX verifica-se que muitos cursos d'água, localizados em grandes cidades, foram transformados em canais revestidos por pedras e concreto. As canalizações tinham por objetivo aumentar vias de transporte, loteamentos, afastar esgotos e lixo, além de diminuir enchentes. Atualmente, esta prática vem se tornando cada vez menos indicada, visto que a canalização ignora as características naturais dos cursos d'água, além de mascarar, ao invés de resolver, a problemática de resíduos sólidos e de esgotamento sanitário.

O escoamento ganha velocidade nos canais, já que neles não existem obstáculos naturais. Em determinados trechos as inundações são evitadas, porém em outros, mais a jusante, o problema se agrava, devido ao aumento da velocidade das águas. Nestes casos, os danos causados pelas enchentes são bem mais impactantes do que em trechos sem canalização. A aceleração das águas também causa alterações na comunidade aquática, levando à mortandade de peixes, aves e vegetação.

O revestimento dos canais prejudica também o ciclo hidrológico, já que a impermeabilização do leito diminui o processo de infiltração de água no solo, desabastecendo os lençóis freáticos. Consequentemente, um volume de água maior irá escoar pelos canais, potencializando as inundações (PROJETO MANUELZÃO, 2015).

Segundo Canholi (2014, p.147) o dimensionamento hidráulico de canais constitui importante atividade no projeto dos sistemas de macrodrenagem, pois para a correta readequação dos sistemas de drenagem é importante avaliar a capacidade de vazão das canalizações existentes, identificando os eventuais pontos de estrangulamento (gargalos). Além disso é importante fazer a correta escolha do Coeficiente de Manning "n". A continuação o **Quadro 2** mostra valores de coeficientes de rugosidade de n para rios naturais.

**Quadro 2:** Valores de n de Manning para rios naturais.

Condições dos canais		
a) material da envoltória	terra	n0=0,020
	rocha	n0=0,025
	pedras finas	n0=0,024
	pedras grossas	n0=0,028
b) grau de irregularidade	bem liso	n1=0,000
	liso	n1=0,005
	moderado	n1=0,010
	bem irregular	n1=0,020
c) Efeito de obstrução	desprezível	n2=0,000
	pequena	n2=0,010 a 0,015
	apreciável	n2=0,020 a 0,030
d) Vegetação	muita obstrução	n2=0,040 a 0,060
	baixa	n3=0,005 a 0,010
	media	n3=0,010 a 0,025
	alta	n3=0,025 a 0,050
e) Graus de meandros	muito alta	n3=0,050 a 0,100
	pequeno	m=1,000
	apreciável	m=1,150
	muitos meandros	m=1,300

Fonte: (TOMAZ, 2009, p. 38) fornecido pelo U.S. Department of Transportation em 1985.

No **Quadro 3** observa-se os diferentes coeficientes de rugosidade manning para canais a céu aberto.

**Quadro 3:** Valores de n de Manning para canais

TIPO	n DE MANNING		
	minimo	médio	máximo
<b>1. Canais a céu aberto</b>			
acabamento			
liso	0,013	0,015	0,016
sem acabamento	0,014	0,017	0,02
acabado (margens) com cascalho (fundo)	0,015	0,017	0,02
projetado seção uniforme	0,016	0,019	0,023
projetado, seção não uniforme (ondulada)	0,018	0,022	0,025
<b>1.2 Pedra Argamassada</b>			
pedra argamassada (margens) com fundo em concreto acabado	0,017	0,02	0,024
pedra argamassada (margens) com fundo em cascalho	0,02	0,023	0,026
<b>1.3 Gabiões</b>			
gabião manta, sem revestimento	0,022	0,025	0,027
gabião caixa, sem revestimento	0,026	0,027	0,028
gabião manta, recoberto com argamassa	0,015	0,016	0,018
gabião manta, sem revestimento, com vegetação recente	0,028	0,03	0,032

Fonte: Adaptado de Canholi (2014, p.153)

No campo da drenagem urbana o escoamento permanente uniforme é frequentemente considerado no dimensionamento e na verificação da capacidade da vazão dos canais, isso ocorre devido a maior facilidade e simplicidade matemática aplicação dessa metodologia.

### 3.8 Levantamento Topográfico

O levantamento topográfico é fundamental para implantação e acompanhamento de obras de engenharia, os levantamentos planialtimétricos visam determinar as coordenadas de pontos da superfície do terreno, a partir de uma origem pré-definida, e têm a importância de determinar a localização, as variações no relevo e as distâncias entre pontos requeridos para, posteriormente, representá-los graficamente. (DE OLIVEIRA, et al., 2016)

#### 3.8.1 GNSS-RTK

Segundo Da Silva e Lima (2015, p.305) o resultado da evolução tecnológica foi o surgimento dos sistemas de posicionamento por meio de sinais emitidos por constelações de satélites artificiais que hoje recebe o nome de GNSS (*Global Navigation Satellite System*) – Sistema Global de Navegação por Satélite. Ele é composto atualmente por quatro sistemas individuais que são: GPS, GLONASS, GALILEO e BEIDOU.

O GNSS é um sistema de posicionamento global que possibilita ao usuário a determinar a sua posição tridimensional em qualquer lugar da Terra ou em suas proximidade, em relação a um sistema de coordenadas predefinido, ele fornece fundamentalmente as coordenadas geocêntricas (X,Y,Z) do ponto observado, as quais transformadas em coordenadas geográficas (latitude, longitude, altura elipsoidal) para o uso da comunidade civil e em coordenadas planas (E, N, H) para o uso em Geomática.

A determinação da posição geográfica de um ponto, é feita a partir da recepção de sinais emitidos por satélites artificiais, é realizado aplicando-se o princípio da trilateração espacial tomando as coordenadas dos satélites como pontos de referência.

- **Vantagens do GNSS**

- As medições podem ser realizadas sob quaisquer condições climáticas;

- O sistema opera 24 horas por dia;

- As antenas receptoras dos sinais dos satélites coletam os dados de forma independente, ou seja, um receptor não precisa saber da existência de outros receptores coletando dados no mesmo instante;

- Cobertura Mundial;

- Alta precisão de posição, velocidade e tempo, outros.

- **Fatores que influenciam na qualidade das medições com a tecnologia GNSS**

A precisão das observações dependem: Dos tipos de sinais rastreados; do tipo e da qualidade dos receptores e das antenas; do nível de erros dos relógios dos receptores; da geometria dos satélites observados; dos modelos de ionosfera e troposfera; das perturbações atmosféricas; outros.

- **Técnica do Levantamento RTK**

No modo de tempo real, o receptor da base estabelece uma comunicação com a antena remota e transmite a ela correções diferenciais produzidas a partir da fase da portadora e do código. O receptor remoto explora, em tempo real, as correções recebidas e as combina com as suas observações para determinar em tempo real de até 20Hz, as suas próprias coordenadas com uma precisão horizontal de 1 a 2cm. Devido a sua facilidade de uso e rapidez e precisão a técnica RTK tornou-se a técnica mais usada nos levantamentos topográficos como levantamento de detalhes; levantamento cadastral; locação de obras; automatização de máquinas para agricultura, entre outros.

### 3.9 Modelagem Hidrológica

O modelo hidrológico é uma ferramenta desenvolvida para representar o comportamento da bacia hidrográfica, prever condições futuras e simular situações hipotéticas no intuito de avaliar impactos de alterações (ENOMOTO, 2004, p.18).

Segundo TUCCI (1998), a escolha do modelo hidrológico a ser utilizado na solução de problemas relacionados à gestão de recursos hídricos depende de uma avaliação preliminar envolvendo os seguintes aspectos: a) objetivos do estudo para qual o modelo vai ser utilizado; b) características climáticas e físicas da bacia e do rio; c) disponibilidade de dados e d) familiaridade da equipe de projeto com o modelo.

Os modelos se diferenciam em função dos objetivos a serem alcançados, dos dados que utilizam e das prioridades que são estabelecidas na representação dos processos físicos.

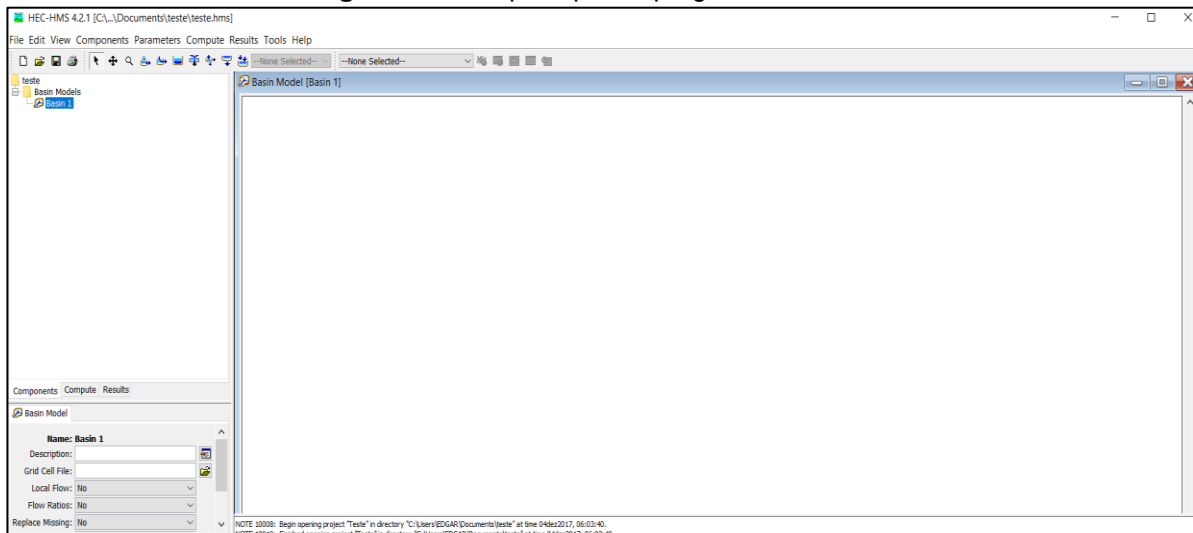
Segundo Canedo (1989), os dados de entrada normalmente usados nos modelos hidrológicos são as séries temporais de chuva e evaporação potencial e os dados relativos à bacia hidrográfica, tais como área de drenagem, características dos solos superficiais, coberturas vegetais e redes de drenagem. Os dados de saída são as séries temporais de vazões fluviais no limite da área de drenagem, ou seja, na seção do rio em estudo.

#### 3.9.1 Programa HEC-HMS

Para a simulação hidrológica o programa HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*) Versão 4.2.1, (**Figura 12**), simula o processo de transformação chuva–vazão em sistemas de bacia e sub-bacias hidrográficas, ele possibilita estimar o escoamento superficial, calculando

as vazões resultantes de uma determinada precipitação de entrada em diferentes pontos de macrodrenagem por meio de modelos tradicionalmente utilizados em Hidrologia, para planejamento e projeto de drenagem urbana (CANHOLI, 2014, p.137).

**Figura 12:** Tela principal do programa HEC-HMS 4.2.1



Fonte: Centro de Engenharia Hidrológica (HEC- Hydrologic Engineering Center).

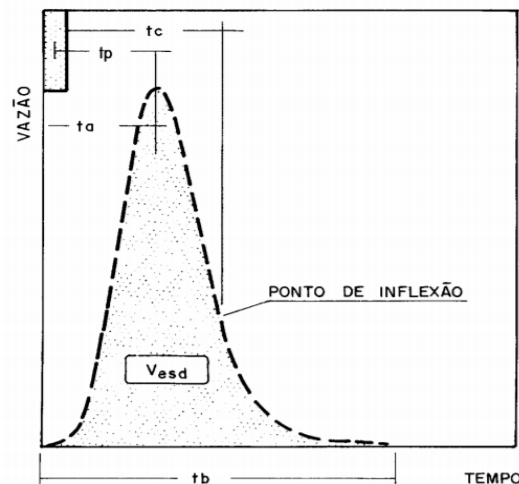
### 3.9.2 Método Serviço de Conservação do Solo

Para a transformação de chuva-vazão, o programa HEC-HMS utiliza o método do SCS, para o cálculo da vazão de escoamento e geração do hidrograma. Esse método combina um hidrograma unitário sintético triangular com um algoritmo de separação de escoamentos, onde o parâmetro a ser calibrado é o CN (número da curva). O parâmetro CN é adimensional, trata-se do parâmetro que determina a separação do escoamento da bacia hidrográfica (ENOMOTO, 2004, p.74).

As hipóteses básicas do hidrograma unitário no método de SCS são as seguintes: a intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário; a chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia; os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, detenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

Observa-se na **Figura 13** as características do hidrograma unitário.



**Figura 13:** Características do hidrograma

**Fonte:** Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo (TOMAS, 2012, p.4)

Define-se as características da seguinte maneira:

- **Tempo de retardamento (tp):** O tempo que vai do centro de massa do hidrograma da chuva excedente até o pico do hidrograma.
- **Tempo de ascensão (ta):** O tempo que vai do início da chuva até a vazão de pico do hidrograma.
- **Tempo de concentração tc:** É o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma, que significa que é o tempo em que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada (TOMAZ, 2012, p.2).

De acordo com o Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo (CTH), o tempo de concentração influencia sobre as seguintes características: Área da bacia; Comprimento e declividade do canal mais longo; Comprimento ao longo do curso principal, desde o centro da bacia até a seção de saída considerada. Existem várias fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração. A obtenção do tempo de concentração é uma informação importante, porém difícil de ser obtida. Enfim o projetista deve saber que não é possível obter o valor do tempo de concentração por um simples método.

De acordo com Tomaz (2013, p.3) no início do escoamento temos o escoamento superficial sobre pastagens, florestas, ruas etc, que podem ser obtidas pelo método da velocidade, por exemplo. Se tivermos a velocidade (V) e o comprimento (L) poderemos ter o tempo de concentração que é calculada pela **equação 1**.

$$T1 = \frac{L1}{60 * V1}, T2 = \frac{L2}{60 * V2} \dots, Ti = \frac{Li}{60 * Vi} \quad (1)$$

Onde:

L: comprimento (m);

V: velocidade (m/s);

$T$ : tempo de concentração do trecho (min) (TOMAZ, 2013, p.3).

Outra fórmula muito usada é de Kirpich elaborada em 1940. Kirpich possui duas fórmulas, uma que vale para o Estado da Pennsylvania e outra para o Tennessee, ambas dos Estados Unidos. Valem para pequenas bacias até 50ha ou seja 0,5km<sup>2</sup> e para terrenos com declividade de 3 a 10% (TOMAZ, 2013, p.7). A equação de Kirpich representada pela **equação 2**.

$$tc = 0,019 * L^{0,77} / S^{0,385} \quad (2)$$

Onde:

$tc$ : tempo de concentração (min);

$L$ : comprimento do talvegue (m);

$S$ : declividade do talvegue (m/m) (TOMAZ, 2013, p.7).

É importante salientar as demais características que devem ser consideradas no método SCS, conforme detalhadas a continuação:

- **Período de retorno:** Segundo a Secretaria de Estado do Meio Ambiente E Recursos Hídricos do Paraná (SEMA), para obras de microdrenagem, macrodrenagem e zoneamento de áreas ribeirinhas se utiliza os seguintes valores conforme o **Quadro 4**.

**Quadro 4:** Períodos de Retorno para obras hidráulicas

Sistema	Característica	Intervalo (anos)
Microdrenagem	Residencial	[2 - 5]
	Comercial	[2 - 5]
	Áreas de prédios públicos	[2 - 5]
	Áreas comerciais e Avenidas	[2 - 10]
	Aeroporto	[5 - 10]
Macrodrenagem		[10 - 50]
Zoneamento de áreas ribeirinhas		[5 - 100]

Fonte: SEMA (2002, p.34)

- **Número da curva CN:** O número da curva de Runoff (CN) é um índice que representa a combinação empírica de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de umidade antecedente do solo (MCCUEN, 1998).

Existem tabelas do número CN para bacias rurais e para bacias urbanas. Os valores CN obtidos poderão ou não serem corrigidos posteriormente caso a situação do solo seja seca ou ter havido muita chuva. A continuação é mostrada no **Quadro 5** vários valores de CN.

**Quadro 5:** Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.

Utilização ou cobertura do solo		Grupo de solos			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo		72	81	88	91
Com conservação do solo		62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Baldios em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim		45	66	77	83
Floresta: cobertura boa		25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições					
Com relva em mais de 75% da área		39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área		49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais					
Lotes de (m <sup>2</sup> )	% média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhado, viadutos, etc.		98	98	98	98
Estradas					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Cascalho		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

Fonte: Adaptado do Manual HEC-HMS

- **Características do solo:** Segundo a USBR (1977), o SCS formou os grupos hidrológicos do solo baseando-se na premissa de que os perfis de solo com características semelhantes (espessura, textura, conteúdo de matéria orgânica, estrutura e grau de expansão) responderão de forma semelhante a uma chuva de grande duração e intensidade considerável.

Utilizando a metodologia do SCS, com base no levantamento e reconhecimento dos Solos do Estado de São Paulo e nos índices de erodibilidade dos solos (K) estabelecidos propuseram uma definição para os grupos hidrológicos do solo de acordo com suas características e resistência à erosão. Essa classificação, traz a definição de cada grupo na forma de critérios, considerando as principais características dos solos que condicionam o escoamento superficial e a erosão, as quais são: a profundidade; a textura; a razão textural

entre o horizonte superficial e subsuperficial; e a permeabilidade dos solos influenciada pela sua porosidade e pela atividade da argila (SARTORI et al., 2005, p.7).

No método do SCS são considerados quatro grupos hidrológicos de solos brasileiros mostrados no **Quadro 6**.

**Quadro 6:** Classificação hidrológica do Solo para as condições brasileiras.

Grupo	Grupo de resistência à erosão	Profundidade	Permeabilidade	Textura
<b>A</b>	Alto	Muito profundo (>2m) ou profundos (1 a 2m)	Rápida a moderada ou moderada/rápida	Média/média m.argilosa/m.argilosa Argilosa/argilosa
<b>B</b>	Moderado	Profundos (1 a 2m)	Rápida/rápida; moderada/moderada Moderada/moderada	Arenosa/arenosa Arenosa/média Arenosa/argilosa Argilosa/m.argilosa
<b>C</b>	Baixo	Profundos (1 a 2m) a moderadamente profundos (0,5 a 1m)	Lenta/rápida lenta/moderada rápida/moderada	Arenosa/média Média/argilosa Arenosa/argilosa Arenosa/m.argilosa
<b>D</b>	M. baixo	Moderadamente profundos (0,5 a 1m) ou rasos (0,25 a 0,5 m)	Rápida, moderada ou lenta sobre lenta	Muito variável

Fonte: Adaptado de (Sartori, 2005).

### 3.10 Modelagem Hidráulica

Segundo Enomoto (2004, p.20), os modelos hidráulicos são os que utilizam as leis físicas da mecânica dos fluidos, que regem o comportamento do escoamento da água, como os relacionados abaixo:

a) Modelos hidrodinâmicos: sintetizam vazões em rios e rede de canais a partir de condições de contorno do sistema, velocidade e níveis em lagos, estuários e reservatórios. São usados em sistemas de distribuição de vazão, velocidade e níveis para tomada d'água, inundação, qualidade da água, navegação e operação de reservatório;

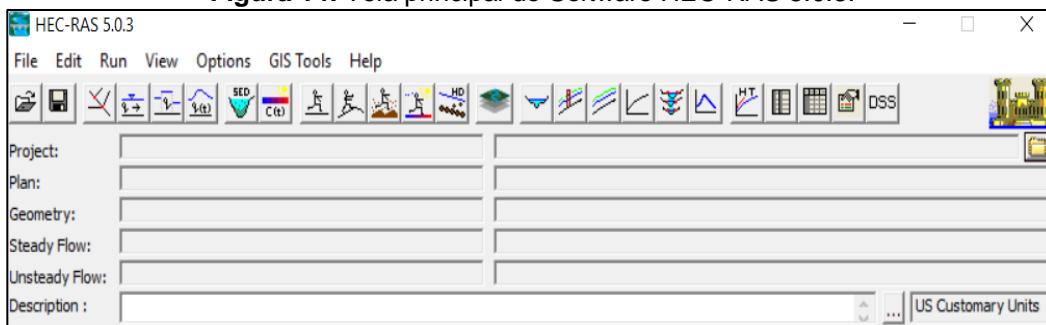
b) Modelos de redes de canais e condutos: fazem o dimensionamento econômico da rede, usado em redes de abastecimento de água, rede de alimentação de irrigação por gravidade ou por aspersão;

c) Modelos de redes de canais e condutos sujeitos a transientes hidráulicos: para verificação das condições de pressão e nível em canais. Devido às condições de operação, são usados em operação de redes de canais de irrigação, de sistemas de abastecimento de água, operação de sistemas, hidráulica de reservatórios e condutos pluviais.

### 3.10.1 Programa HEC-RAS

Para a simulação hidráulica o software HEC-RAS (*River Analysis System*), versão 5.0.3 (**Figura 14**), permite o cálculo dos níveis da água do canal, mediante a inserção de dados geométricos, hidráulicos e de escoamento. Esse modulo possibilita a simulação unidimensional do escoamento em canais abertos, sob o regime permanente o não permanente e também na condição de fundo móvel, a interface gráfica permite a construção de projetos com um único trecho ou com uma rede de canais (CANHOLI, 2014, p.141).

**Figura 14:** Tela principal do Software HEC-RAS 5.0.3.



**Fonte:** Centro de Engenharia Hidrológica (HEC- Hydrologic Engineering Center).

HEC-RAS, é um sistema compreendido de uma interface gráfica para usuários, componentes de análise de separação hidráulica, dados de armazenamento e capacidade de gerenciamentos de gráficos e relatórios. De acordo com Enomoto (2004, pp. 54,55), os dados necessários para utilizar o HEC-RAS são divididos nas seguintes categorias: dados geométricos, hidráulicos e de escoamento, definidos abaixo de forma mais detalhada:

a) Dados geométricos: Consiste em estabelecer o sistema topológico do rio, das seções transversais, comprimento dos trechos, e as informações sobre as junções dos canais. Estruturas hidráulicas também são consideradas nos dados geométricos.

b) Dados hidráulicos: Vários tipos de coeficientes de perda são utilizados pelo programa para avaliar a perda de energia: valores para o coeficiente de rugosidade de Manning para a perdas contínuas; contração e expansão para avaliar as perdas em transições; coeficientes para perdas em pontes e bueiros relacionadas com a sua configuração de pilares, escoamento com ou sem superfície livre em condições de entrada e saída.

c) Dados de escoamento: Os dados de escoamento são necessários para permitir o cálculo dos níveis da água. Consistem em regimes de escoamento, condições de contorno e picos de vazão.

### 3.10.2 Modelagem Matemática para Escoamento Permanente

Para simplicidade matemática é recomendável fazer o uso do regime permanente, onde as propriedades do fluxo não variam com o tempo, sendo a vazão constante numa dada seção. A modelagem que o programa HEC-RAS utiliza para os perfis da superfície líquida são

calculadas de uma seção para a próxima pela resolução da equação de energia por um processo iterativo conhecido como Método Passo Padrão (CAMPOS, 2011, p.7).

A equação que conduz o cálculo de perfis no Escoamento Permanente é a de Balanço de Energia. Sua formulação, proposta por Bernoulli, leva em consideração a conservação de Energia (Potencial, Cinética e de Pressão) aliada à perda de carga inerente ao escoamento (por atrito e por expansão/contração da seção).

Para a determinação do escoamento permanente utiliza-se a formulação de energia dada pela **equação 3**.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (3)$$

Onde:

$Y_1, Y_2$ : profundidade líquida na seção (m);

$Z_1, Z_2$ : cota do fundo do canal em relação ao Datum (m);

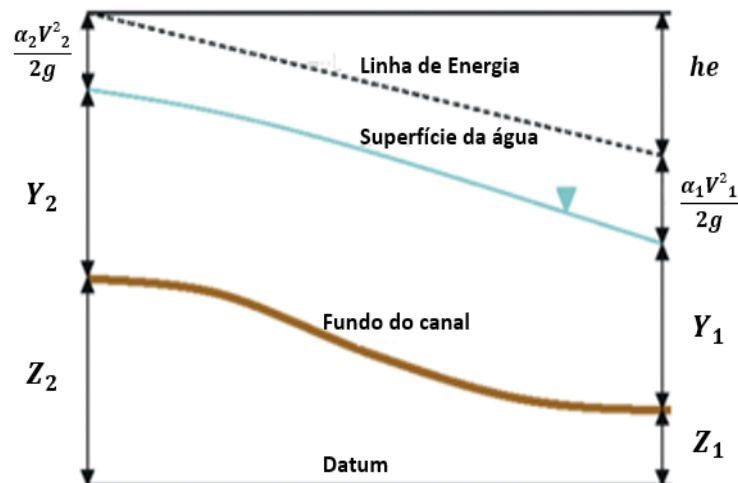
$\alpha_1, \alpha_2$ : Coeficiente de Coriolis (-);

$g$ : aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

$h_e$ : perda de carga no trecho (m) (CAMPOS, 2011, p.6).

A **Figura 15** a seguir demonstra os termos da equação de energia.

**Figura 15:** : Perfis das linhas de água e energia e termos da equação de energia.



Fonte: Adaptado de Campos (2011, p.6)

A perda de carga entre duas seções é devida às perdas por atrito e por perdas por contração e expansão. A equação de perda de carga é representada pela **equação 4**.

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (4)$$

Onde:

$L$ : comprimento do trecho (m);

$\bar{S}_f$ : coeficiente de perda de carga representativo do trecho (-);

$C$ : Coeficiente representativo de perda de carga por contração e expansão (-)

(CAMPOS, 2011, p.6).

Para cálculo da variável  $L$ , que representa o comprimento do trecho em questão, utiliza-se a **equação 5**.

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q_{lob}} + L_{ch} \cdot \overline{Q_{ch}} + L_{rob} \cdot \overline{Q_{rob}}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (5)$$

Onde:

$L_{lob}, L_{ch}, L_{rob}$ : comprimento dos trechos para as seções especificadas em suas margens esquerda, canal principal e margem direita (m);

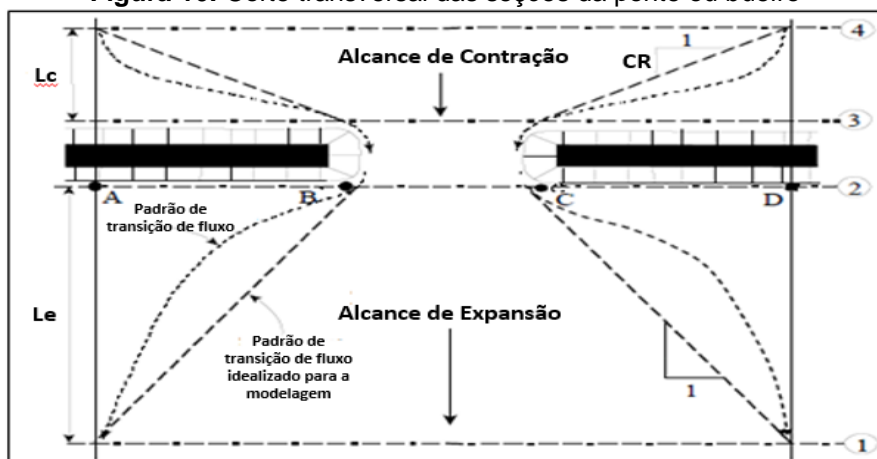
$Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob}$ : média aritmética das vazões entre as seções especificadas em sua margem esquerda, canal principal e margem direita ( $m^3/s$ ) (CAMPOS, 2011, p.7).

Segundo Campos (2011, p.6) para escoamentos na grande maioria dos canais naturais em condições normais, o perfil em trechos de canais curtos e muito semelhante ao perfil para o escoamento uniforme. A determinação da superfície líquida é feita pelo uso das **equações 4 e 5**, em um processo iterativo, sendo este processo computacional o seguinte:

- calcula-se uma determinada elevação da superfície de água,  $WS_1$ , na seção a montante (ou na seção a jusante se um perfil supercrítico está sendo calculado);
- baseado na elevação de superfície de água calculada determina-se a condutância e velocidade correspondente;
- com os valores do passo b, podem se calcular  $S_f$  e resolver a equação 6 para  $h_e$ ;
- com valores dos passos b e c é possível calcular a equação 5 para  $WS_2$ ;
- comparam-se os valores assumidos,  $WS_1$ , e calculado,  $WS_2$ , até o momento no qual a diferença convirja para 0,003 m, ou outro valor definido.

### 3.10.3 Seções de Pontes e Bueiros para HEC-RAS

De acordo com o Corpo de Engenheiros do Exército de Estados Unidos (*U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS*), através do Manual do Usuário USACE (2016) para verificar o comportamento do fluxo devido a modificação de algum trecho do rio, são necessárias, pelo menos, duas seções anteriores à obra hidráulica (pontes, bueiros, barragens etc.) e duas posteriores como mostra a **Figura 16**.

**Figura 16:** Corte transversal das seções da ponte ou bueiro

Fonte: Manual HEC-RAS 5.0

**Primeira seção:** Para esta seção deverá ser colocado suficiente a jusante da via ou da placa da galeria, para que o fluxo não seja afetado pela estrutura, pois o fluxo está completamente expandido nessa região. A distância entre os extremos desde a placa da via até a primeira seção se denomina longitude de expansão ( $L_e$ ).

**Segunda e terceira seção:** É utilizada para analisar as perdas de energia através da galeria, esta é localizada a uma distância de 2m a 3m.

**Quarta seção:** É a distância entre os extremos desde a placa da via até a quarta seção denominada longitude de contração ( $L_c$ ).

### 3.11 Calibração e validação dos resultados

Como em qualquer modelo, para que os resultados da simulação no HEC-HMS e HEC-RAS represente com algum grau de confiabilidade o comportamento da bacia e do trecho a ser analisada, é necessário sujeitá-los à calibração e validação dos parâmetros envolvidos. De acordo com Villón (2010, p.58-59) o processo de calibração precisa dispor de dois ou mais registros históricos de precipitação e medidas da vazão para um mesmo evento e consiste na procura sistemática dos valores dos parâmetros, que proporcionam o melhor ajuste entre o hidrograma simulado e o observado. Se apenas se conta com dois registros de chuva-vazão, então um deve ser usado na calibração e outro na validação.

Segundo Salemi (2013) na calibração tenta-se fazer com que os resultados do modelo se assemelhem, ao máximo, aos resultados da medição em campo. O é admitido como “calibrado” quando os seus resultados representam, de forma próxima a realidade, o processo pretendido. A próxima etapa da modelagem então é a validação. Na validação utiliza-se modelo calibrado para realizar simulações de uma nova série de dados de campo que não seja aquela que foi utilizada na etapa de calibração. Ao comparar os resultados entre a simulação do modelo e as observações reais, pode-se ter ideia se o modelo realmente representa de forma real o processo modelado.



## 4. METODOLOGIA

Para atingir os objetivos propostos, o presente trabalho foi dividido em oito etapas: (1) Caracterização da área de estudo, (2) Levantamento topográfico do trecho, (3) Aplicação do Modelo HEC-HMS, (4) Calibração e validação do modelo hidrológico, (5) Aplicação do Modelo HEC-RAS, (6) Calibração e validação do modelo hidráulico, (7) Vazão aceitável do trecho e a (8) Vazão excedida do trecho.

### 4.1 Caracterização da área de estudo

Conforme estimativa do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2017) Foz do Iguaçu é um município brasileiro do estado do Paraná. Apresenta uma população de 264.044 habitantes. Sua área é de 617,701 km<sup>2</sup>, dos quais 61,200 km<sup>2</sup> estão em perímetro urbano. Está geograficamente situado a 25° 32' 55" de latitude sul e 54° 35' 17" de longitude oeste, com altitude média de 173 metros, no extremo oeste do Estado do Paraná (**Figura 17**).

**Figura 17:** Foz do Iguaçu-Paraná-Brasil.



**Fonte:** (IBGE, 2017)

O Município de Foz do Iguaçu é delimitado pelos dois maiores rios do estado do Paraná: o rio Iguaçu e o rio Paraná. Na Bacia do rio Paraná encontra-se o rio Mathias Almada, rio M'Boicy, rio Pomba- Cuê, rio Guabiroba, Arroio Ouro Verde, Arroio Jupira, Arroio Monjolo, Arroio Pé-Feio, Córrego dos Porcos, rio Passo-Cuê, rio Ocuí, rio Califórnia, órregos (entre vila "B" e rio Paraná), Córrego do Festugato, Córrego I (PMFI, 2012).

Nessa região, o Rio M'Boicy atravessa o centro da cidade de norte pro sul. Pelo que efeitos negativos se fazem sentir na extrema a jusante do curso d'água como episódios de inundação na região do bairro centro, afetando a população próxima as margens do rio e aos estabelecimentos públicos e comerias.

### 4.1.1 Trecho analisado do Rio M'Boicy

A obra de canalização do Rio M'Boicy trouxe alguns impactos para o entorno desta complexa região caracterizada pela bacia hidrográfica. Conforme a **Figura 18**, O trecho analisado de aproximadamente 700m de comprimento, está composto por estruturas hidráulicas que tem seu início na Galeria 1, Canal a céu aberto 1, Galeria 2, Canal a céu aberto 2 e termina na Galeria 3.

**Figura 18:** Estruturas hidráulicas do trecho



Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017

### 4.1.2 Delimitação da bacia de contribuição ao rio.

O Rio M'Boicy que atravessa o centro da cidade. Foi importante e necessário fazer a delimitação da bacia de contribuição ao trecho analisado do rio. Basicamente são áreas, comprimentos, declividades, coberturas do solo, cursos de água, etc., a fim de conhecer seu comportamento hidrológico.

Nesta etapa realizou-se a delimitação da bacia hidrográfica ao rio M'Boicy mediante o seguinte procedimento:

- Obteve-se os modelos digitais de elevação (MDE) do banco de dados geomorfométricos do Brasil, o modelo foi baixado em formato TIF para seu processamento.

- O processamento do arquivo TIF foi executado no software QGIS mediante o complemento *TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models)*.
- Foram obtidas as curvas de nível para a verificação das áreas de contribuição. Assim o traçado da delimitação das sub bacias hidrográficas foram feitas em base a Von Sperling (2007).
- Procedeu-se com a exportação dos arquivos do programa Q-GIS para Google Earth, com a finalidade de aplicar correções devido à interferência de elementos sobre o solo que afetam a geração das posições dos cursos da água e das sub bacias (e.g. arvores).
- No Google Earth realizou-se as adições de polígonos e linhas para redesenhar as sub bacias e cursos de água com base no modelo gerado de QGIS.

## 4.2 Levantamento topográfico do trecho

Para o detalhamento do relevo do fundo de vale do rio em estudo, foi feito o levantamento planialtimétrico para complementar as informações e aumentar a precisão das seções do canal e estruturas hidráulicas existentes. Foi realizado mediante a utilização do equipamento ZENITH 25 GNSS RTK (*Real Time Kinematic*), composto por uma par de antenas (base e rover), uma coletora, uma base niveladora conforme a **Figura 19** e os devidos instrumentos auxiliares fornecidos pelo Laboratório de Geomática da UNILA

**Figura 19:** Equipamento ZENITH 25 GNSS RTK



Fonte: Laboratório de Geomática-UNILA

Esse equipamento possui uma avançada placa OEM GNSS com 220 canais, capaz de rastrear sinais dos sistemas GPS e Glonass, e atualizável para Compass e Galileo, fornecendo assim um alto nível de qualidade e precisão. Pode ser operado no modo pós-processado e em tempo real RTK, pois utiliza um rádio interno com alcance de oito quilômetros e externo com alcance de 15 quilômetros. Para o processamento de dados brutos GNSS se utilizou o programa de escritório *GeoMax Assistant*, cuja finalidade é importar os dados obtidos pelo equipamento ZENITH 25 GNSS para o computador.

Para as instruções e segurança, descrição do sistema, interface do usuário, operação, dados técnicos, cuidados e transporte serão seguidos o Manual do usuário Serie Geomax Zenith 25.

Cabe salientar que antes de iniciar o levantamento foi realizado o devido treinamento do equipamento mediante o auxílio do laboratório de Geomatica-UNILA. Uma vez realizado o devido treinamento foram feitas duas campanhas, donde participaram professores da UNILA e colegas do curso de Engenharia civil de infraestrutura (**Anexo 1**).

Os matérias e equipamentos utilizados em cada levantamento se detalham a continuação:

- 5 antenas GNSS, sendo 1 base receptora e 4 rovers;
- 5 bastões para GNSS;
- 4 coletoras Geomax GNSS;
- 1 tripé;
- 2 trenas de 20m.

Para a medição dos pontos de seção do canal foi feito mediante o deslocamento do Rover e a coletora em cada ponto. Para a medição das galerias foi realizado mediante trena, conforme o **Anexo 1**.

#### **4.2.1 Processamento de dados GNSS**

Para o processamento de dados se fez o seguinte procedimento:

- Primeiramente se descarregou os dados brutos da antena GNSS no programa Geomax Assistant, na extensão m00. Esses dados da base (Navegado) serviram como ponto móvel.
- No programa Geomax Office se criou um novo projeto, e se escolheu o Sistema de coordenadas SIRGAS, UTM 21S;Argentina,Bolivia,Brasil,Paraguay,Uruguay(W).
- Depois se importou os dados da referência da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS (RBMC) do site do IBGE, neste caso o mais próximo foi a ITAI - Foz do Iguaçu localizado dentro da Usina Itaipu Binacional, na extensão rinex que serviram como ponto de controle. Para isso foi necessário configurar com os dados de desvio padrão, altura da antena fornecido pelo relatório de informação de estação do site do IBGE.
- Configurou-se os parâmetros de processamento, definindo uma ambiguidade de aproximadamente 100Km e finalmente proessou-se os dados. Os resultados deveram respeitar uma precisão adequada com uma ambiguidade positiva e tipo de posição fixa.



Para os dados que deram como posição flutuante, foi necessário ir para a janela de satélites onde aparecem todos os satélites que rastreou a base e se eliminou os intervalos de satélites que tiveram perdas de sinal, então se processou novamente os dados e se obteve bons resultados gerando um relatório com coordenadas corrigidas da base RN 1715H

Finalmente em cada coletora fez-se um *SHIFT* de base, colocando as coordenadas processadas (corrigidas) do ponto que serviu como base (latitude, longitude e elevação) e exportou-se os dados da obra para obter os pontos medidos de cada rover em coordenadas cartesianas (x,y,z).

### 4.3 Aplicação do Modelo HEC-HMS

Foi realizada a modelagem matemática da vazão do rio, baseado nos dados coletados da bacia hidrográfica, cuja função foi replicar os picos de cheia de eventos de precipitação extrema. Para a simulação hidrológica será utilizado o programa do Centro de Engenharia Hidrológica de Estados Unidos (*HEC- Hydrologic Engineering Center*). O programa HEC-HMS Versão 4.2.1, no modo agregado, cuja finalidade é fazer o cálculo da vazão de escoamento e geração do hidrograma da bacia Rio M'Boicy no ponto inicial do canal analisado.

Para a transformação de chuva-vazão, foi utilizado o método do SCS para o cálculo da vazão de escoamento e geração do hidrograma. Esse método combina um hidrograma unitário sintético triangular com um algoritmo de separação de escoamentos, onde o parâmetro a ser calibrado é o CN (número da curva). O parâmetro CN é adimensional, trata-se do parâmetro que determina a separação do escoamento da bacia hidrográfica (ENOMOTO, 2004, p.74).

#### 4.3.1 Dados para o programa

Para a simulação da bacia do rio, é necessário introduzir no programa os dados nas seguintes etapas: Modelo de Bacia, Modelo meteorológico e Especificações de controle para finalmente rodar a simulação e apresentar os resultados. Para um melhor entendimento do programa, encontra-se no Manual do programa HEC-HMS passo a passo para a simulação hidrológica.

No modelo da bacia (*Basin Model*) se informou ao programa as distintas sub-bacias e suas características. Dentre elas temos:

- **Áreas:** Foi informado as áreas de cada sub-bacia, obtidas através dos polígonos de Google Earth Pro.
- **Número de Curva CN:** Foi calculado o número de curva para áreas de descobertas, arvores e residências em base aos valores fornecidos pelo **Quadro 5**, que depende do tipo de solo e tipo de cobertura. Neste caso o tipo de solo para Foz do Iguaçu é tipo A (argiloso, com alta taxa de infiltração), conforme a classificação hidrológica do solo

para as condições brasileiras. Por final obteve-se o Número de Curva aplicando a **equação 6**.

$$\overline{CN} = \frac{\sum_{i=1}^n Ai * CNi}{\sum_{i=1}^n Ai} \quad (6)$$

Onde:

$\overline{CN}$ : Número de curva ponderado (adimensional);

$Ai$ : Área de cada tipo cobertura de solo (m<sup>2</sup>)

$CNi$ : Número de curva de cada tipo cobertura de solo.

- **Áreas Impermeáveis:** Se informou ao programa as áreas impermeáveis de cada sub-bacia, considerou-se como as áreas residências.
- **Tempo de concentração:** Existem várias fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração. A obtenção do tempo de concentração é uma informação importante, porém difícil de ser obtida. Em vista que não é possível determinar o  $t_c$  pelo método cinemático, já que não temos as velocidades de cada trecho, foi utilizado fórmula de Kirpich Modificado apresentadas em outras unidades práticas como as sugeridas pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo na seguinte **equação 7**.

$$t_c = 1,42 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad (7)$$

Onde:

$t_c$ : tempo de concentração (h);

$L$ : comprimento do talvegue (Km);

$H$ : diferença de cotas (m) (TOMAZ, 2013, p.8).

- **Tempo de retardamento:** Foi utilizado o 60% do tempo de concentração segundo a **equação 8**.

$$t_p = 0,6 * t_c \quad (8)$$

Onde:

$t_p$ : tempo de retardamento;

$t_c$ : tempo de concentração.

- **Coefficiente de Manning:** Os coeficientes de rugosidade de Manning geralmente são tabeladas. Conforme Cowan (1956), o valor de  $n$  é estimado por meio da seguinte **equação 9**.

$$n_{final} = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3) * m \quad (9)$$

Onde:

$n_0$ : coeficiente para Material de envoltória;

$n_1$ : coeficiente para Grau de irregularidade;

$n_2$ : coeficiente para Efeito de Obstrução;

$n_3$ : coeficiente para a Vegetação;

$m$ : graus de meandrização do curso d'água.

No modelo meteorológico (*Meteorologic models*), utilizou-se os dados reais das precipitações de cada evento, isto é antes de cada leitura da altura máxima do nível de água, esses dados das precipitações foram fornecidos a cada hora pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET).

Na especificação de controle (*control specification*), trata-se de colocar a data e o tempo de duração da simulação desejada. Uma vez ingressado todos os dados no programa, finalmente processa-se a simulação para determinar a vazão de pico do ponto analisado.

#### 4.4 Calibração e validação do modelo hidrológico

Para o modelo hidrológico, no HMS, a estimativa dos parâmetros é feita automaticamente a partir de uma seleção inicial de todos os valores pelo usuário, até produzir um ajuste ótimo dos valores calculados com os observados. O programa permite calibrar os parâmetros associados a: Perdas de infiltração; métodos de transformação das chuvas no escoamento; o fluxo de base e o trânsito de fluxos das sub-bacias localizadas a montante do local a partir do qual o registro vem.

As funções objetivas usadas pelo HMS para calibração são as seguintes: ajuste ponderado de mínimos quadrados; soma do quadrado de resíduos (não ponderada); soma dos valores absolutos de resíduos; taxa de erro relativa ao fluxo máximo.

Para a calibração do modelo foi necessário obter os seguintes dados: (i) medição da velocidade na seção do canal (ii) monitoramento de eventos através de régua linimétrica instaladas numa seção do trecho, e (iii) dados da precipitação fornecidos pelo INMET.

##### 4.4.1 Medição da vazão do rio

Quando não é possível determinar a vazão mediante uma estrutura hidráulica como calha o vertedouro, o mais comum e econômico é realizar mediante o Método do Flutuador. Segundo Palhares, J. C. et al. (2007, p.1), a vazão no rio determina-se por meio da **equação 10**.

$$Q = \frac{A.L.C}{T} \quad (10)$$

Onde:

$Q$ : vazão da seção do rio ( $m^3/s$ );

$A$ : Área molhada do rio ( $m^2$ );

$L$ : comprimento da área de medição (utilizar o comprimento de 10,0 m)

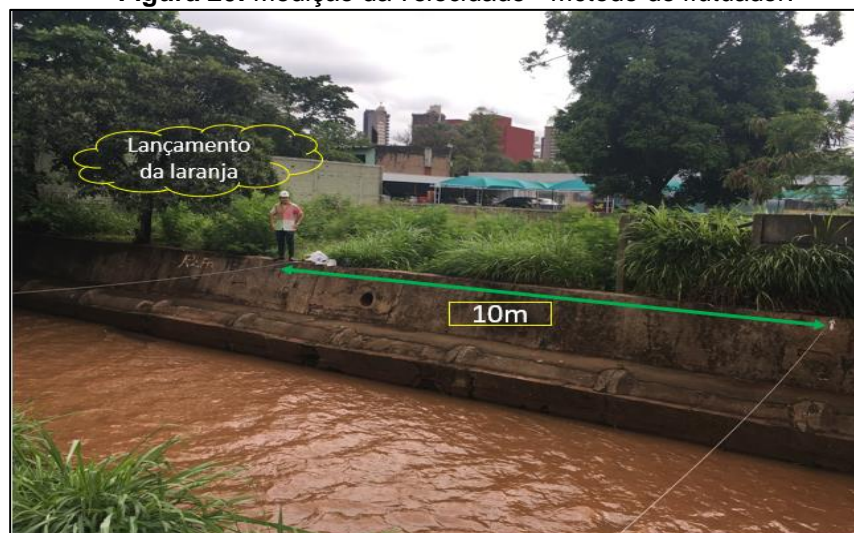
$C$ : coeficiente ou fator de correção (0,8 para rios com fundo pedregoso ou 0,9 para rios com fundo barrento). O coeficiente permite a correção devido ao fato de a água se deslocar mais rápido na superfície do que na porção do fundo do rio (-)

$T$ : tempo do percurso do flutuador (s)

O método utilizado para medir a vazão de rio do canal foi o Método do Flutuador, mais conhecido como o método da laranja, mediante os seguintes materiais: a) Duas cordas, quatro estacas e martelo. As cordas serão esticadas através da seção do rio, perpendicular as margens. Utilizou-se estacas para fixar as cordas; b) Trena (de no mínimo 10 m); c) Régua impermeável ou qualquer tipo de instrumento para medir a profundidade do rio; d) laranjas; e) Cronômetro; f) Calculadora.

Então mediante o cronômetro digital determinou-se vários tempos da laranja que se demorou para se mover uma distância de 10m delimitada pelas duas cordas, sendo o tempo médio utilizado para os cálculos. Na **Figura 20** observa-se como foi feito o método da laranja para determinar a velocidade superficial numa seção do canal.

**Figura 20:** Medição da velocidade - Método do flutuador.



Para medir a altura do Nível da água e poder achar a área molhada da seção transversal, colocou-se uma régua impregnadas na borda do canal e na metade da seção analisada como mostra a **Figura 21**. Por tanto, tendo a velocidade média mediante o fator de correção, e área molhada da seção, calculou-se a vazão para vários eventos de precipitação, mediante a **equação 10**.



**Figura 21:** Régua para medir o Nível da água da seção

Então mediante os dados da velocidade, área molhada, tem-se as descargas ou vazões líquidas e o nível d'água na qual foi medida. Portanto se construiu a curva chave com a finalidade de extrapolar e encontrar a vazão naquela altura máxima da lamina de água do evento extremo, pois não é possível medir a velocidade quando acontece a altura máxima do evento extremo.

#### 4.4.2 Monitoramento dos eventos

Para medir a altura de cheia o altura máxima do cada evento, colocou-se uma régua impregnada na borda do canal, mas debaixo da estrutura do Supermercado Muffato Boicy, cuja finalidade foi para que a régua seja protegida da chuva, pois foi pintada com tinta solúvel em água, de tal forma que quando chover não se molhe toda a régua, mas somente o nível da água do canal, podendo fazer a leitura da altura de cheia, conforme a **Figura 22**.

**Figura 22:** Régua linimétrica para medir o N.A. máxima de um evento.

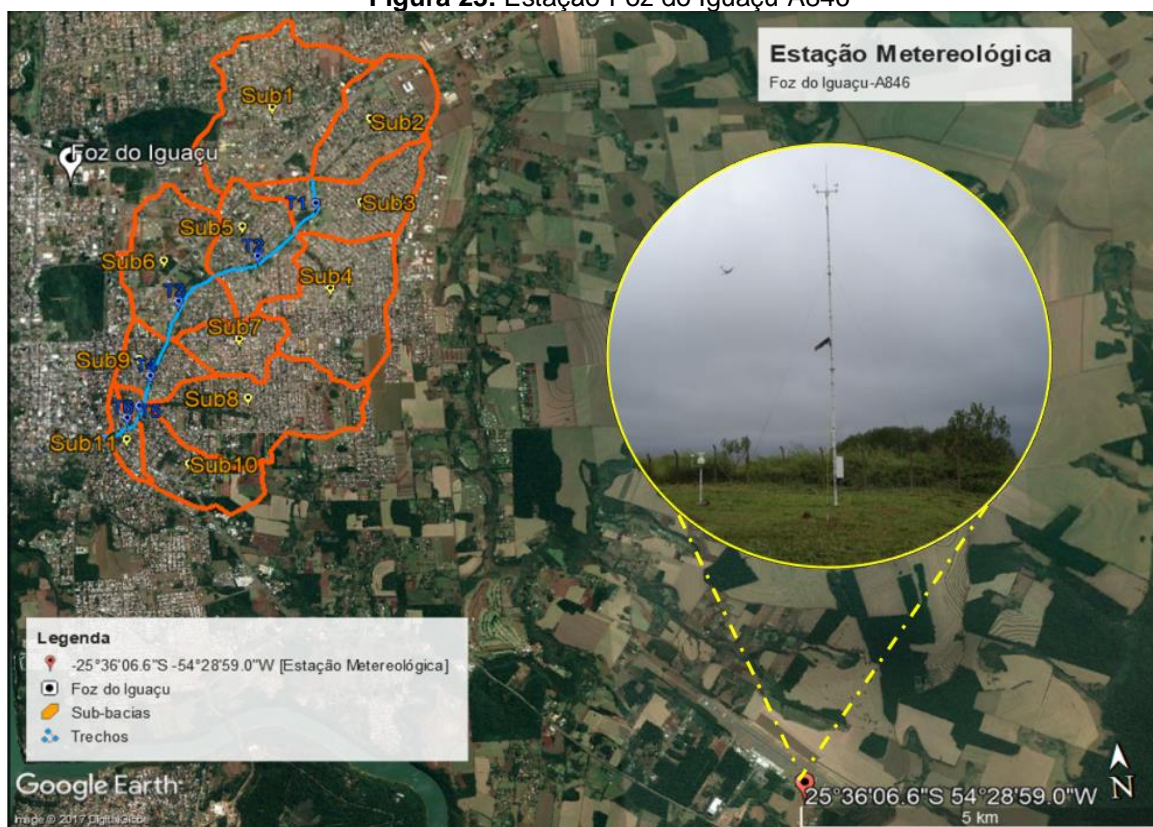
Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017.

#### 4.4.3 Dados da precipitação

Esses dados foram fornecidos pelo site do INMET da Estação: Foz do Iguaçu-A846 localizada no Aeroporto Internacional de Foz do Iguaçu/Cataratas (**Figura 23**). Foi selecionado os dados de acordo aos horários anteriores das leituras da altura máxima mencionadas anteriormente.

Uma estação meteorológica de superfície automática é composta de uma unidade de memória central ("data logger"), ligada a vários sensores dos parâmetros meteorológicos (pressão atmosférica, temperatura e umidade relativa do ar, precipitação, radiação solar, direção e velocidade do vento, etc), que integra os valores observados minuto a minuto e os disponibiliza automaticamente a cada hora (INMET, 2017).

**Figura 23:** Estação-Foz do Iguaçu-A846



Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017.

#### 4.4.4 Análises da sensibilidade dos parâmetros

Para calibrar o modelo foi necessário fazer um *ranking* dos parâmetros de maior para menor sensibilidade, pois quanto maior a sensibilidade relativa de um parâmetro, mais cuidado deve se ter ao determinar o seu valor porque implica em maior erro na estimativa da vazão e indica aqueles parâmetros que devem prioritariamente serem calibrados.

Para o cálculo da sensibilidade usou-se as **equações 11 e 12**

$$Sr = \frac{Po - Pc}{Po * F} \quad (11)$$

$$F = \frac{Io - Ic}{Io} \quad (12)$$

Onde:

$Sr$ : sensibilidade

$Po$ : valor original do produto de saída, no nosso caso, a vazão ( $m^3/s$ );

$Pc$ : valor da vazão após alteração daquele parâmetro de entrada ( $m^3/s$ );

$Io$ : valor original do parâmetro de entrada;

$Ic$ : valor original do parâmetro de entrada;

$F$ : Fator de sensibilidade de -10% a 10%.

#### 4.4.5 Vazão de projeto

O cálculo da vazão de projeto foi estimado mediante a chuva de projeto da cidade mais próxima, neste caso encontra-se as intensidades de São Miguel de Iguaçu – Paraná para vários períodos de retorno, de acordo à seguinte **equação 13**.

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{2866,69 * T_R^{0,124}}{(t + 26)^{0,927}} \quad (13)$$

Onde:

$i_{m\acute{a}x}$ : precipitação de projeto (mm/h);

$T_R$ : período de projeto (anos);

$t$ : duração da chuva de projeto (min) (FENDRICH, 1998).

Essas Precipitações foram ingressadas no programa HEC-HMS para encontrar as vazões de projeto ou de pico do ponto inicial de análises de acordo a bacia de contribuição

## 4.5 Aplicação do Modelo HEC-RAS

### 4.5.1 Dados para o programa

Os dados necessários para utilizar o HEC-RAS são divididos nas seguintes categorias: dados geométricos, hidráulicos e de escoamento, definidos abaixo de forma mais detalhada:

- **Dados geométricos:** Estabelecem o sistema topológico do rio, as seções transversais, comprimento dos trechos, e as informações sobre as junções dos canais. Estruturas hidráulicas também são consideradas nos dados geométricos. Dentre as várias estruturas hidráulicas existentes no percurso do trecho do canal do rio, encontra-se por exemplo as galerias duplas e canal a céu aberto.

Para o modelamento das estruturas hidráulicas segundo o manual de HEC-RAS, se necessitam quatro seções transversais, isto é para a predição exata das perdas de carga originadas por expansão e contração. Neste caso não terá áreas inefetivas de fluxo, visto que a longitude de obstrução é mínima no canal, pois a galeria está construída juntamente com o canal, portanto não é necessário fazer o levantamento das quatro seções para cada estrutura hidráulica.

- **Dados hidráulicos:** Foram ingressados os coeficientes de rugosidade de Manning.
- **Dados de escoamento:** Foram necessários para permitir o cálculo dos níveis da água. O regime de escoamento ingressado no programa é permanente uniforme para várias vazões, pois o comportamento do fluxo no canal é uniforme e facilita matematicamente os resultados fornecidos pelo programa.

#### 4.6 Calibração e validação do modelo hidráulico

Para a calibração e validação do modelo hidráulico, foi escolhido o parâmetro Coeficiente de Manning “n”, pois, pode-se calcular mediante os dados de campo como a mediação da velocidade, área molhada, raio hidráulico e inclinação. A equação de Manning para qualquer seção de canal ou tubulação é representada pela **equação 14**.

$$Q = \left(\frac{1}{n}\right) * A * Rh^{2/3} * S^{1/2} \quad (14)$$

Onde:

$Q$ : Vazão (m<sup>3</sup>/s)

$V$ : velocidade (m/s);

$n$ : coeficiente de Manning (m<sup>-1/3</sup>.s);

$Rh$ : raio hidráulico (m), é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado;

$S$ : declividade (m/m) (TOMAZ, 2013, p.8).

Para obter o coeficiente de Manning em campo, usou-se o canal aberto, representado pela **Figura 24**.



**Figura 24:** Canal a céu aberto.

Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017.

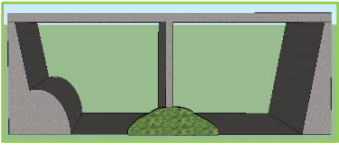


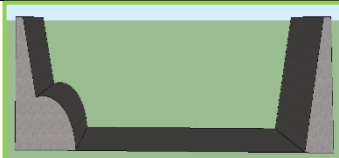

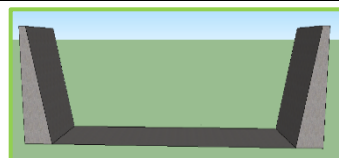
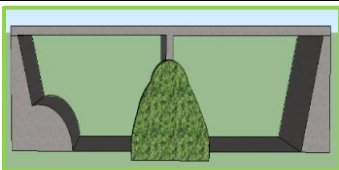


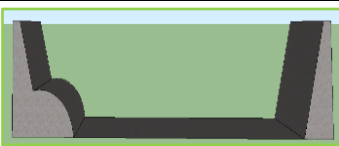
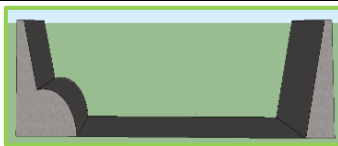


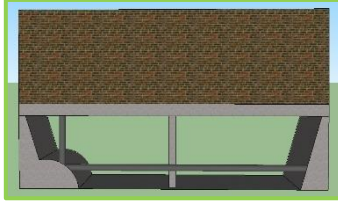
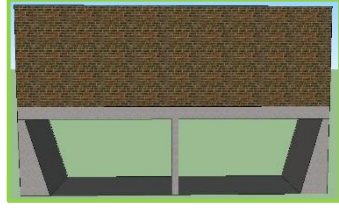
#### 4.7 Vazão aceitável do trecho

Uma vez calibrado e validado o modelo hidráulico, simulou-se no programa HEC-RAS, para encontrar o nível de água do trecho analisado nos seguintes cenários:

- **Cenário 1:** Na condição atual, com sujeira e tubos de esgoto.
- **Cenário 2:** Sem sujeira e com tubos de esgoto.
- **Cenário 3:** Sem sujeira e sem tubos de esgoto.

A continuação observa-se na **Figura 25**, os esquemas em 3D dos cenários a serem simulados em HEC-RAS.

**Figura 25:** Esquema dos cenários analisados

ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	CENÁRIO 1 Com sujeira e tubos de esgoto	CENÁRIO 2 Sem sujeira e com tubos de esgoto	CENÁRIO 3 Sem sujeira e sem tubos de esgoto.
Galeria 1			
Canal a Céu Aberto 1			
Galeria 2			
Canal a Céu Aberto 2			
Galeria 3			

Fonte: Sketchup Pro 2016

#### 4.8 Vazão excedida do trecho

A vazão excedida é a diferença entre a vazão de projeto e a vazão aceitável. Neste caso se analisou para vários períodos de retorno como: 5 anos, 10 anos, 20 anos, 50 anos e 100 anos. Também os períodos de retorno podem ser expressados como POA (Probabilidade Anual de Ocorrência), segundo a **equação 15**.

$$POA = \frac{1}{T} * 100 \quad (15)$$

Onde:

POA: Probabilidade Anual de Ocorrência (%)

T: Período de Retorno (anos) (TOMAZ, 2013).

Neste caso se analisou-se para vários POA como: 20%, 10%, 5%, 2%, e 1%.

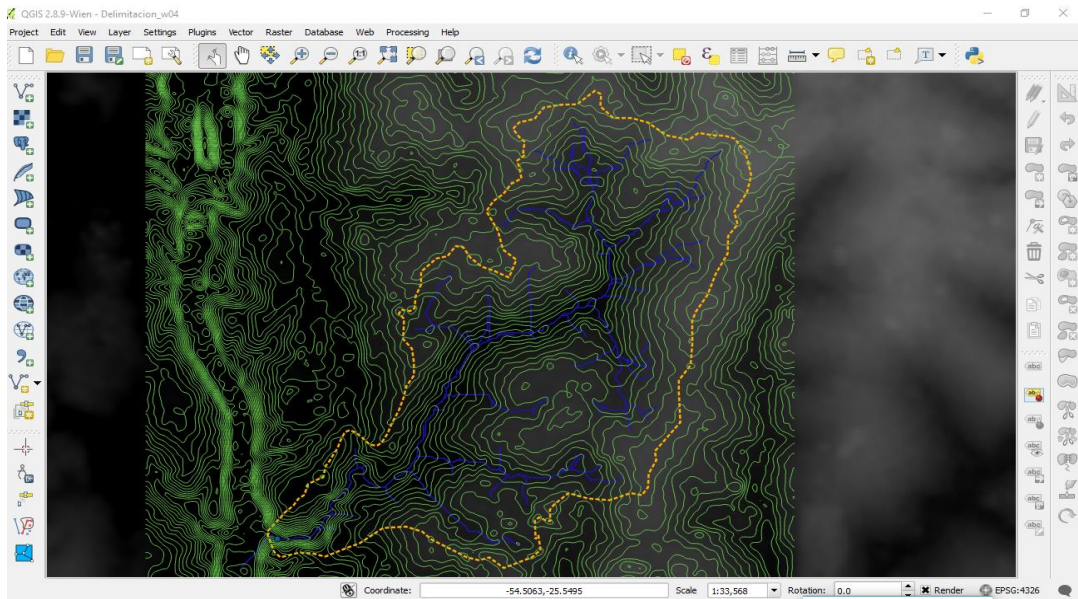


## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Delimitação da Bacia de Contribuição

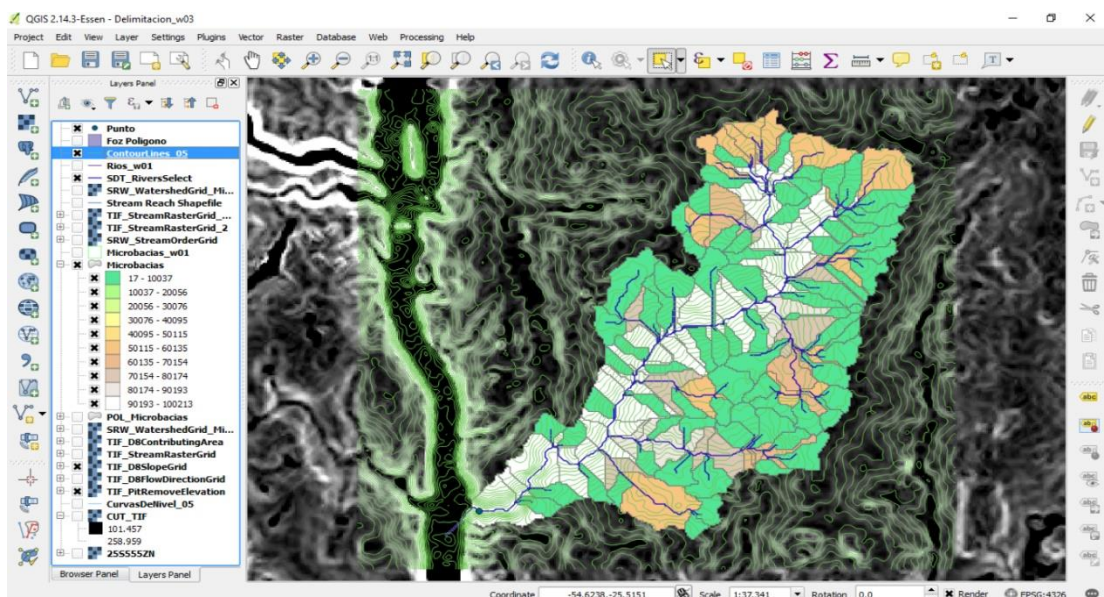
A bacia hidrográfica foi delimitada usando o software QGIS, tendo como entrada principal a imagem em formato TIF contendo as informações sobre o modelo digital de elevação (MDE). A seguir a bacia de contribuição de todo o rio M'Boicy em base aos resultados obtidos pelo programa QGIS com o *toolbox* de *TauDEM* (Figura 26 e 27).

Figura 26: Curvas de nível da bacia hidrográfica do Rio M'Boicy.



Fonte: Software QGIS usando o complemento *TauDEM*.

Figura 27: Delimitação da bacia hidrográfica do Rio M'Boicy.

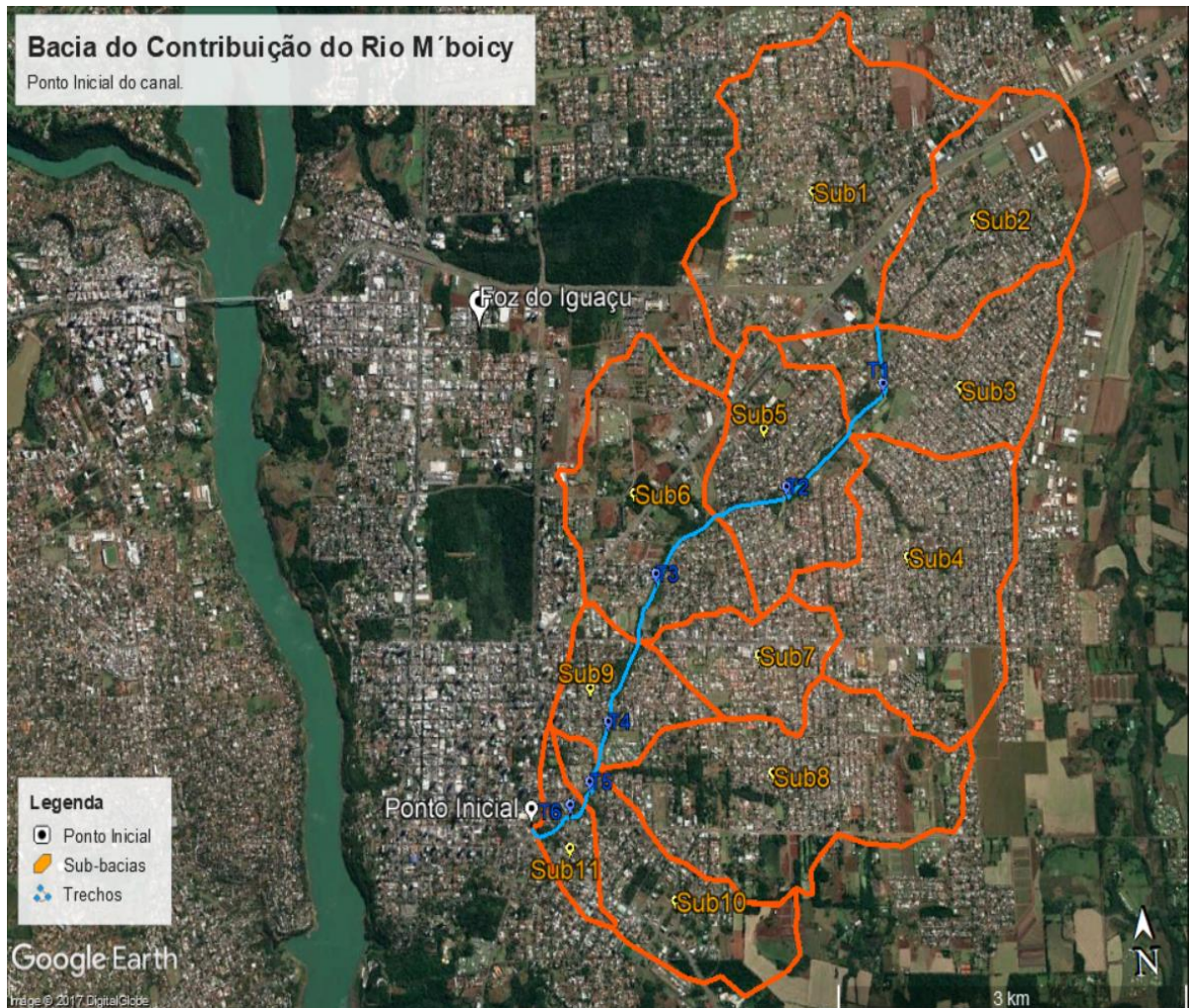


Fonte: Software QGIS usando o complemento *TauDEM*.



Na sequência, exportou-se os arquivos do software QGIS para Google Earth, com a finalidade de aplicar correções devido à interferência de elementos sobre o solo (e.g. árvores). Desta forma, delimitou-se as sub-bacias de contribuição ao ponto inicial do trecho analisado respeitando a Metodologia de Von Sperling, observa-se em cor laranja em onze sub bacias e em cor azul em seis trechos, conforme a **Figura 28**.

**Figura 28:** Área das Sub-bacias de Contribuição ao Ponto Inicial do trecho analisado



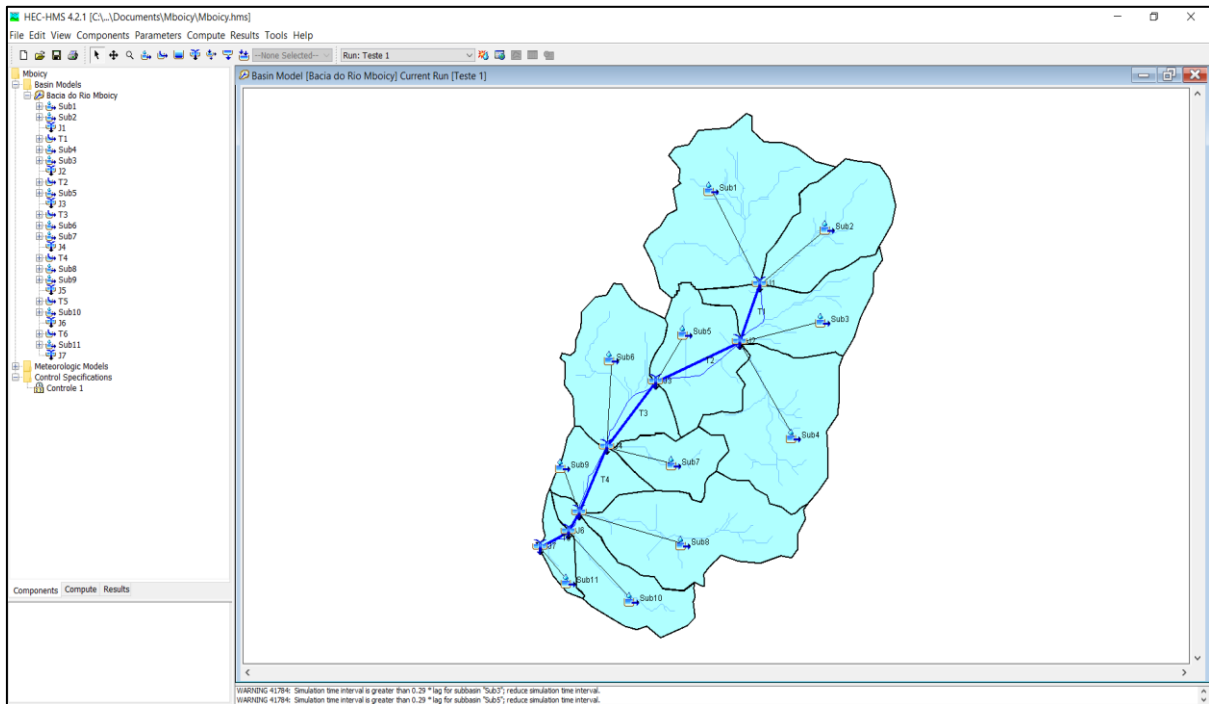
Fonte: Google Earth Pro 2017.

## 5.2 Modelo HEC-HMS

A continuação observa-se na **Figura 29**, como fica no programa as sub-bacias, trechos e junções para o ingresso dos dados do modelo da bacia, modelo meteorológico e especificações de controle.



Figura 29: Modelagem da bacia de contribuição ao ponto inicial do trecho.



Fonte: HEC-HMS

### 5.2.1 Modelo da Bacia

Os resultados das características das distintas sub-bacias se detalham a continuação:

- **Áreas das sub-bacias:** Foram obtidas as áreas de cada sub-bacia através do Google Earth Pro. A continuação observa-se no **Quadro 7** as respectivas áreas:

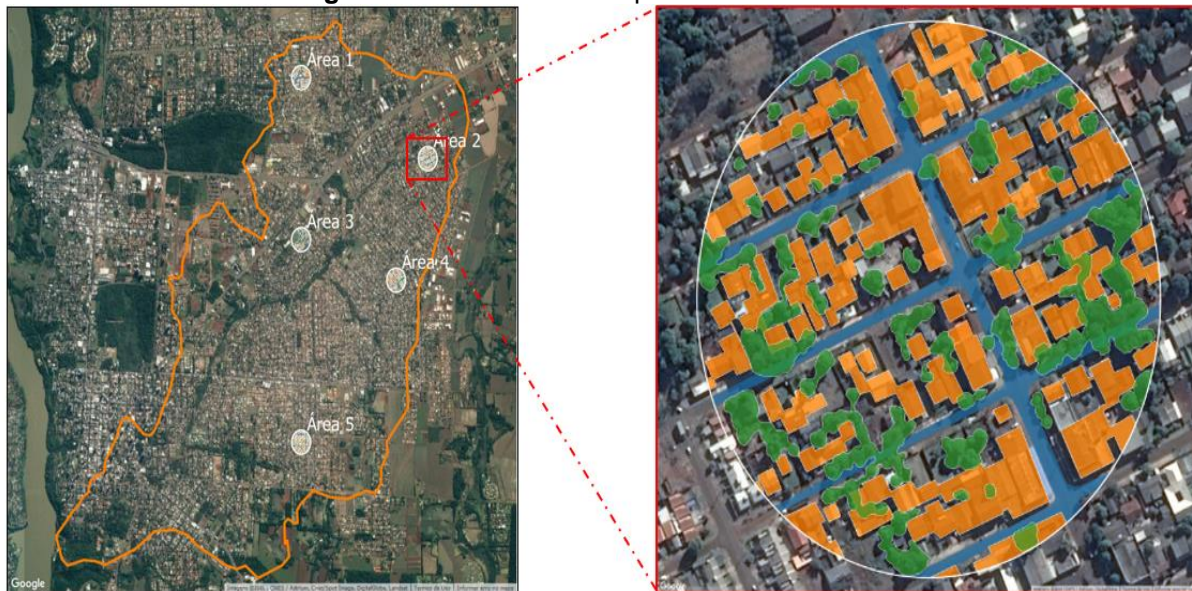
**Quadro 7:** Áreas das sub-bacias de contribuição.

Sub-bacias	Áreas [m <sup>2</sup> ]	Áreas [km <sup>2</sup> ]
Sub1	3999799,00	4,00
Sub2	2228528,00	2,23
Sub3	2012989,00	2,01
Sub4	3085189,00	3,09
Sub5	1965993,00	1,97
Sub6	2587651,00	2,59
Sub7	1044168,00	1,04
Sub8	3142270,00	3,14
Sub9	963829,00	0,96
Sub10	1552745,00	1,55
Sub11	448418,00	0,45
<b>Total</b>	<b>23031579,00</b>	<b>23,03</b>

- **Número de Curva:** Para as áreas residenciais foi estudado minuciosamente as porcentagens das áreas de árvores (cor verde), telhado (cor laranja) e pistas (cor azul),

isto foi feito uma análises de cinco círculos com um raio de influência de aproximadamente 150m para cada um, como mostra a **Figura 30**.

**Figura 30:** Área1 analisada para o cálculo do CN-residencial.



Fonte: Google Earth Pro 2017.

A continuação no **Quadro 8**, mostra-se as medições das áreas das árvores, telhado e pistas, com os respectivos CN, para daí encontrar o CN-ponderado de cada área conforme a **equação 6** e finalmente o CN-médio foi o valor para o CN-residencial.

**Quadro 8:** CN para Residências.

Sub-bacia	Área total [m <sup>2</sup> ]	A1 [m <sup>2</sup> ]	A2 [m <sup>2</sup> ]	A3 [m <sup>2</sup> ]	CN1	CN2	CN3	CNp
		Árvores	Telhado	Pistas	Árvores	Telhado	Pistas	Ponderado
Área 1	97015,65	8935,46	25589,40	15101,46	25	98	98	43,41
Área 2	97015,65	19056,97	34663,97	11697,99	25	98	98	51,74
Área 3	97015,65	16835,59	14708,46	19448,75	25	98	98	38,84
Área 4	97015,65	16027,36	35774,72	11174,68	25	98	98	51,56
Área 5	97015,65	18296,18	42668,75	13257,95	25	98	98	61,21
Media	97015,65	15830,31	30681,06	14136,17	25	98	98	<b>49,35</b>

Seguidamente com o valor do CN-residencial, foi calculado os novos CN-ponderados para cada Sub-bacia mediante a **equação 6**, conforme mostra o **Quadro 9**.

**Quadro 9:** CN para cada sub-bacia.

Sub-bacia	Área total [m <sup>2</sup> ]	Área 1 [m <sup>2</sup> ]	Área 2 [m <sup>2</sup> ]	Área 3 [m <sup>2</sup> ]	CN1	CN2	CN3	CNp
		Descoberto	Árvores	Residencial	Descoberto	Árvores	Residencial	Ponderado
Sub1	3999799,00	452567	201787	3345445,00	39	25	49,35	<b>46,95</b>
Sub2	2228528,00	403752	54424	1770352,00	39	25	49,35	<b>46,88</b>
Sub3	2012989,00	56279	141572	1815138,00	39	25	49,35	<b>47,35</b>
Sub4	3085189,00	310452	107294	2667443,00	39	25	49,35	<b>47,46</b>
Sub5	1965993,00	19694	88086	1858213,00	39	25	49,35	<b>48,16</b>
Sub6	2587651,00	956380	183857	1447414,00	39	25	49,35	<b>43,80</b>
Sub7	1044168,00	53437	120430	870301,00	39	25	49,35	<b>46,01</b>
Sub8	3142270,00	689247	516242	1936781,00	39	25	49,35	<b>43,08</b>
Sub9	963829,00	18810	67073	877946,00	39	25	49,35	<b>47,45</b>
Sub10	1552745,00	15918	43020	1493807,00	39	25	49,35	<b>48,57</b>
Sub11	448418,00	3171	56316	388931,00	39	25	49,35	<b>46,22</b>

- **Áreas Impermeáveis:** Para as áreas impermeáveis de cada sub-bacia foram as de Área 3 (Residencial) em relação à área total de cada sub-bacia como apresenta-se no **Quadro 10**.

**Quadro 10:** Áreas impermeáveis para cada sub-bacia.

Sub-bacia	Área total [m <sup>2</sup> ]	Área 1 [m <sup>2</sup> ]	Área 2 [m <sup>2</sup> ]	Área 3 [m <sup>2</sup> ]	Área Impermeável [%]	
		Descoberto	Árvores	Residencial	Residencial [-10%]	
<b>Sub1</b>	3999799,00	452567	201787	3345445,00	83,64	<b>75,28</b>
<b>Sub2</b>	2228528,00	403752	54424	1770352,00	79,44	<b>71,50</b>
<b>Sub3</b>	2012989,00	56279	141572	1815138,00	90,17	<b>81,15</b>
<b>Sub4</b>	3085189,00	310452	107294	2667443,00	86,46	<b>77,81</b>
<b>Sub5</b>	1965993,00	19694	88086	1858213,00	94,52	<b>85,07</b>
<b>Sub6</b>	2587651,00	956380	183857	1447414,00	55,94	<b>50,34</b>
<b>Sub7</b>	1044168,00	53437	120430	870301,00	83,35	<b>75,01</b>
<b>Sub8</b>	3142270,00	689247	516242	1936781,00	61,64	<b>55,47</b>
<b>Sub9</b>	963829,00	18810	67073	877946,00	91,09	<b>81,98</b>
<b>Sub10</b>	1552745,00	15918	43020	1493807,00	96,20	<b>86,58</b>
<b>Sub11</b>	448418,00	3171	56316	388931,00	86,73	<b>78,06</b>

- **Tempo de concentração e de retardamento:** No **Quadro 11** se detalha os tempos de concentração, calculado mediante a **equação 7** e tempos de retardamento em base à **equação 8**, para cada sub-bacia.

**Quadro 11:** Tempos de concentração e Tempos de retardamento.

Sub-bacia	Comprimento L [m]	Comprimento L [Km]	Diferença se cotas H [m]	Tempo de concentração tc [h]	Tempo de concentração tc [min]	Tempo de retardamento tp [min]
Sub1	2126	2,13	51	0,75	<b>44,81</b>	<b>26,89</b>
Sub2	2066	2,07	66	0,65	<b>39,25</b>	<b>23,55</b>
Sub3	1943	1,94	63	0,62	<b>37,23</b>	<b>22,34</b>
Sub4	2151	2,15	62	0,70	<b>42,13</b>	<b>25,28</b>
Sub5	1505	1,51	52	0,50	<b>29,84</b>	<b>17,91</b>
Sub6	1598	1,60	54	0,53	<b>31,52</b>	<b>18,91</b>
Sub7	1439	1,44	49	0,48	<b>19,40</b>	<b>11,64</b>
Sub8	2901	2,90	73	0,93	<b>37,39</b>	<b>22,43</b>
Sub9	904	0,90	41	0,30	<b>12,14</b>	<b>7,29</b>
Sub10	1682	1,68	60	0,54	<b>21,48</b>	<b>12,89</b>
Sub11	417	0,42	52	0,11	<b>4,53</b>	<b>2,72</b>

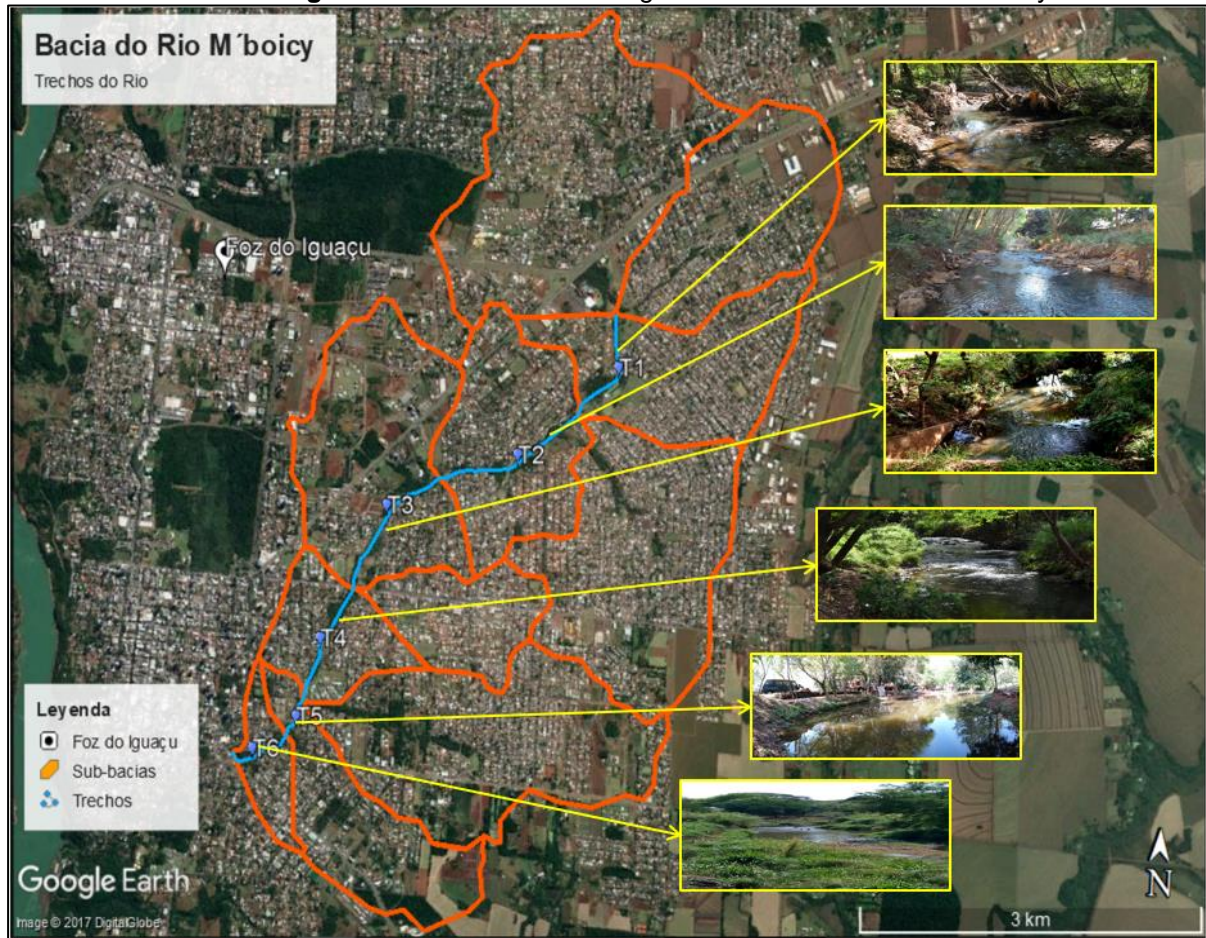
- **Comprimento e declividade:** Os comprimentos, declividades, foram extraídos da base de dados de Google Earth Pro 2017, conforme o **Quadro 12**.

**Quadro 12:** Comprimento e declividade de cada trecho.

Trechos	Comprimento [m]	Comprimento [Km]	Altura Max. [m]	Altura Min. [m]	Declividade [m/m]	Declividade [%]
T1	1010,00	1,01	197,00	191,00	5,94E-03	<b>0,59</b>
T2	1379,00	1,38	191,00	185,00	4,35E-03	<b>0,44</b>
T3	1248,00	1,25	185,00	180,00	4,01E-03	<b>0,40</b>
T4	1037,00	1,04	180,00	170,00	9,64E-03	<b>0,96</b>
T5	333,00	0,33	170,00	166,00	1,20E-02	<b>1,20</b>
T6	606,00	0,61	166,00	165,00	1,65E-03	<b>0,17</b>

- **Coefficiente de Manning:** De maneira geral a escolha do coeficiente de rugosidade de Manning é difícil de ser feita, dependendo muito da experiência e vivência do projetista. Foi feito um levantamento do banco de dados fotográficos, disponibilizados pelo grupo de participantes do projeto M'Boicy da Universidade das Américas-UNIAMERICA, de tal forma que determinou-se o Coeficiente de Manning mediante a observação das fotografias de cada trecho do Rio. A **Figura 31** mostra a o levantamento fotografico dabacia do Rio Mboicy dividido em seis trechos ate o ponto de analise.



**Figura 31:** Levantamento fotográfico dos trechos do Rio M'Boicy

Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017

Então calculou-se os coeficientes de Manning, segundo a **equação 9**. Conforme mostra o **Quadro 13**

**Quadro 13:** Coeficiente de Manning para cada trecho

Trechos	Comprimento [m]	n <sub>0</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	n <sub>3</sub>	m	n <sub>final</sub>
T1	1010,00	0,02	0,02	0,06	0,10	1,15	<b>0,23</b>
T2	1379,00	0,03	0,02	0,05	0,10	1,15	<b>0,22</b>
T3	1248,00	0,03	0,02	0,05	0,10	1,15	<b>0,22</b>
T4	1037,00	0,03	0,02	0,05	0,09	1,00	<b>0,19</b>
T5	333,00	0,03	0,02	0,05	0,08	1,00	<b>0,18</b>
T6	606,00	0,02	0,01	0,01	0,05	1,00	<b>0,09</b>

### 5.2.2 Modelo Meteorológico e especificação de controle

- **Alturas Máximas de cheia:** A continuação se observa no **Quadro 14** as seguintes datas, onde foram observadas as alturas máximas do Nível de água conforme o **Anexo 2**.

**Quadro 14:** Datas das leituras da altura máxima

Altura Máxima			
Medições	Pintado	Leitura	Horário
1	14-Set	29-Set	15:00
2	29-Set	9-Oct	15:00
4	9-Oct	27-Oct	16:00
5	27-Oct	3-Nov	17:00
6	16-Nov	18-Nov	8:00

- **Precipitação:** De acordo com as leituras das alturas máximas, para a calibração e validação foi escolhido as seguintes datas das precipitações (**Quadro 15**). Os dados das precipitações foram fornecidos a cada hora pelo INMET como se observa no **Anexo 3**

**Quadro 15:** Datas e horários das precipitações

Precipitações	Datas	Horário	
Calibração	1	29/09	2:00 – 23:00
	2	9/10	0:00 – 23:00
	3	27/10 - 28/11	1:00 – 00:00
Validação	4	3/11	10:00 – 23:00
	5	17/11 - 18/11	21:00 – 23:00

### 5.3 Curva chave do canal

Mediante o Método do flutuador, conseguiu-se medir as seguintes velocidades medias a traves da **equação 10** como se mostra no **Quadro 16**.

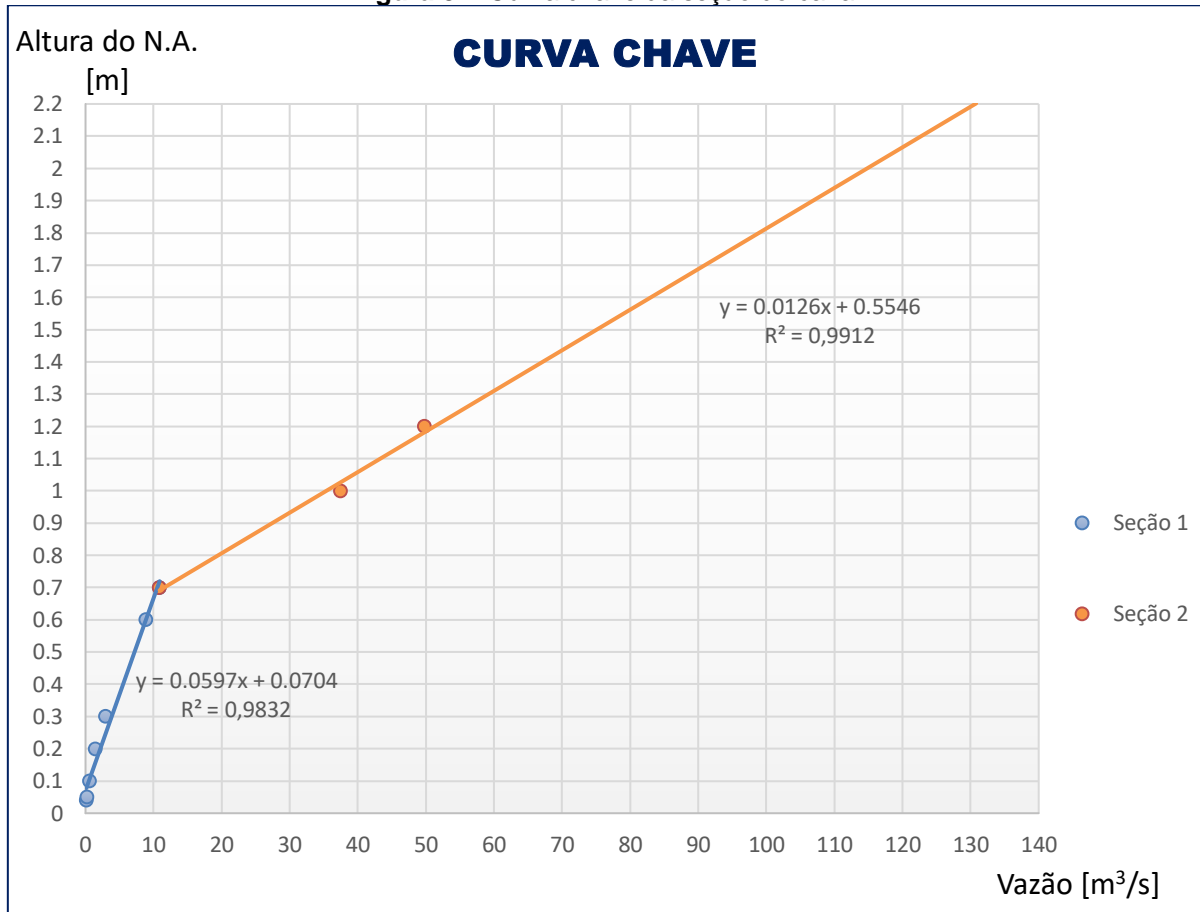
**Quadro 16:** Medições da velocidade média.

Medição		Distancia [m]	Tempo [s]						Velocidade Superficial [m/s]	Velocidade Media [m/s]
No.	Data		d	t1	t2	t3	t4	t5		
1	11/09/2017	10	8,83	8,58	9,26	10,02	12,13	9,76	1,02	<b>0,87</b>
2	29/09/2017	10	16,82	13,95	10,45	10,37	18,89	14,10	0,71	<b>0,60</b>
3	8/10/2017	10	7,88	7,05	10,08	7,32	8,21	8,11	1,23	<b>1,05</b>
4	9/10/2017	10	3,1	3,41	4,16	3,76	3,88	3,66	2,73	<b>2,32</b>
5	26/10/2017	10	7,52	7,11	7,05	6,25	6,11	6,81	1,47	<b>1,25</b>
6	26/10/2017	10	1,18	1,43	1,68	1,56	1,64	1,50	6,68	<b>5,67</b>
7	27/10/2017	10	5,1	4,76	5,55	5,21	5,71	5,27	1,90	<b>1,61</b>
8	3/11/2017	10	3,24	3,62	3,81	3,26	3,55	3,50	2,86	<b>2,43</b>
9	18/11/2017	10	1,32	1,46	1,42	1,39	1,41	1,40	7,14	<b>6,07</b>

Mediante os dados da velocidade, área molhada, tem-se as descargas ou vazões líquidas e o nível d'água na qual foi medida. Portanto se construiu a curva chave com a finalidade de extrapolar e encontrar a vazão naquela altura máxima da lamina de água do evento extremo, pois não é possível medir a velocidade quando acontece a altura máxima do evento extremo.

Como não foi possível ter o uma medição de velocidade média acima de 1,20m de altura, devido a que o N.A. desce rapidamente e no horário desfavorável, como por exemplo na madrugada, portanto foi extrapolada para aos demais pontos faltantes para encontrar a vazão, obtendo-se a curva chave da seção do canal. Dividida em duas seções com tendência linear, como se observa na **Figura 32**.

**Figura 32:** Curva chave da seção do canal

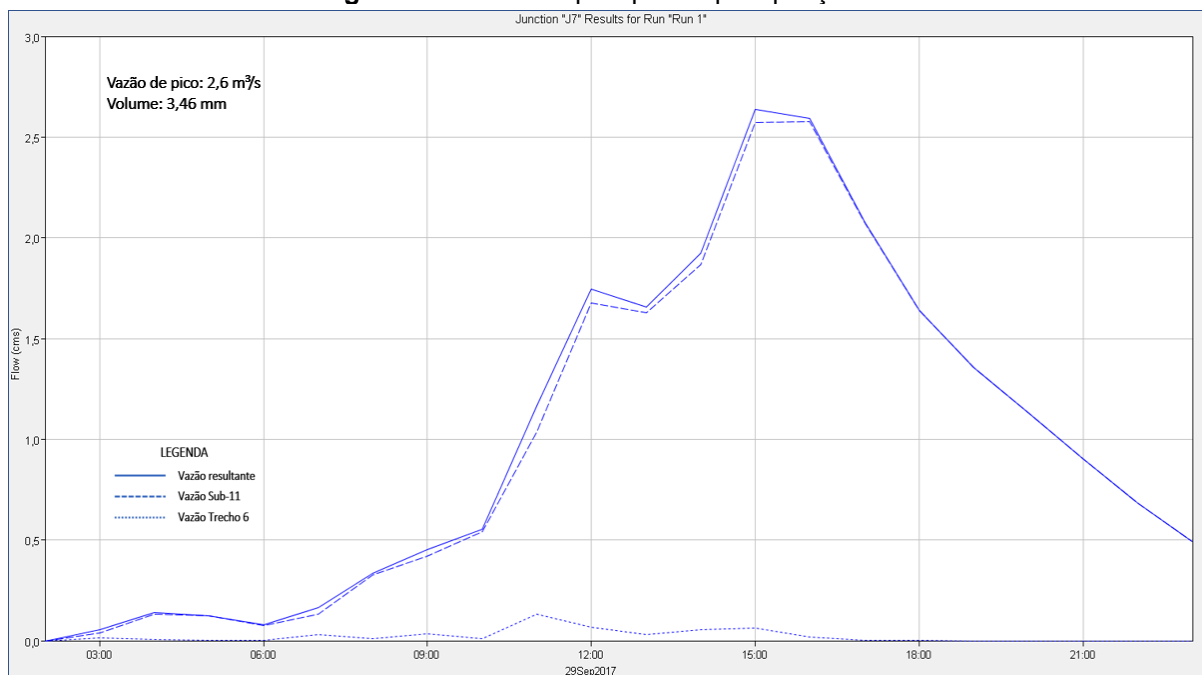


Na seção 1, a tendência é linear com pouca vazão até uma altura de  $h=0.70\text{m}$ , devido a que o tubo de esgoto diminui a seção e a área molhada. Na Seção 2, também é linear mas é notório observar que a vazão aumenta bruscamente até a borda do canal de  $h=2.20\text{m}$ , pois aumenta a área molhada da seção.

## 5.4 Calibração e validação do Modelo hidrológico

### 5.4.1 Vazões simuladas

Para calibração foram usados os três primeiros eventos monitorados, comparando o pico calculado com o pico medido. Por exemplo na **Figura 33**, através da precipitação do dia 29/09 (Precipitação 1) no programa HEC-HMS, a vazão de pico calculada é a seguinte.

**Figura 33: Vazão de pico para a precipitação 1**


Fonte: Adaptado de HEC-HMS

As vazões de pico simuladas para as demais precipitações, detalha-se no **Quadro 17**.

**Quadro 17: Vazões de pico simuladas**

Precipitações	Vazão de pico HEC-HMS [m³/s]
1	2,60
2	24,11
3	70,20
4	59,80
5	74,70

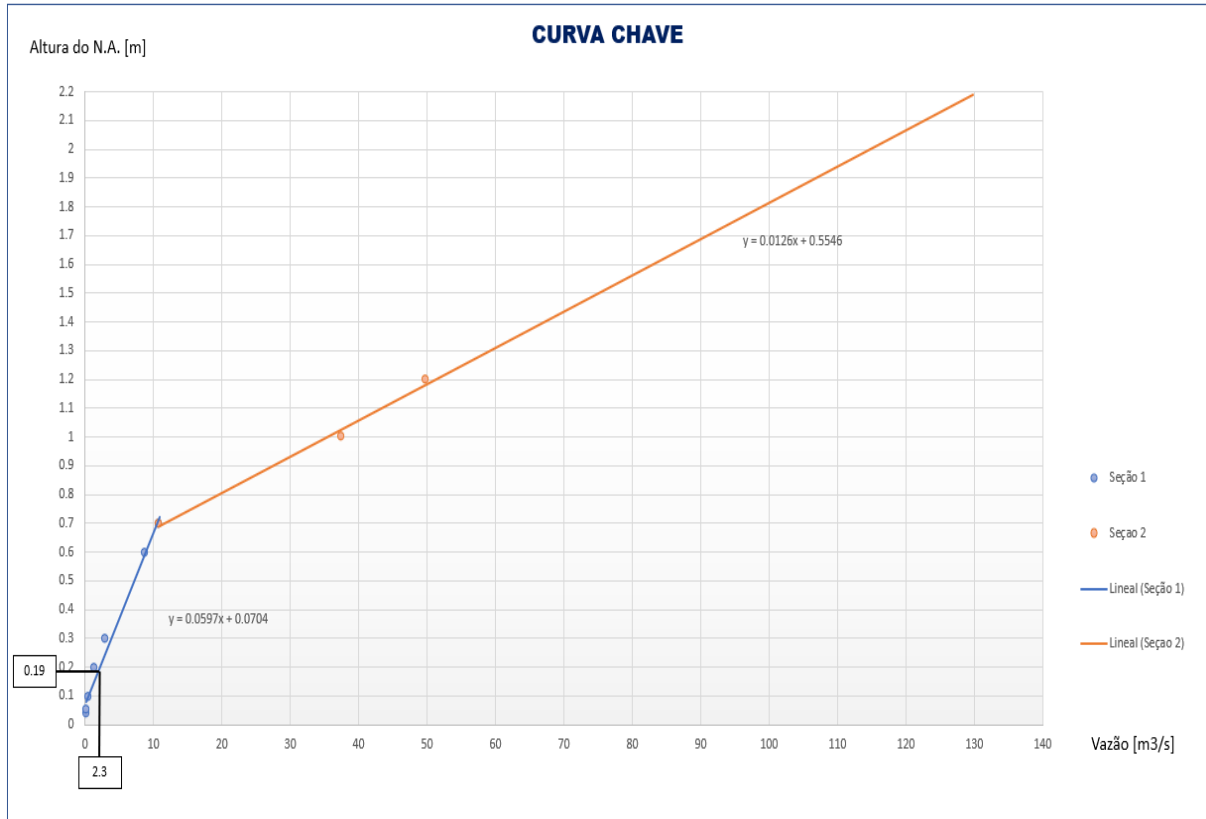
#### 5.4.2 Vazões observadas

Para calibrar é necessário ter dados observados, para isso se faz uso das alturas máximas de cada evento, e a través da curva chave encontrou-se as seguintes vazões de pico observadas ou reais.

Observa-se a vazão para uma  $h=0,19$  m é de  $2,3$  m<sup>3</sup>/s (**Figura 34**), em relação à vazão simulada da **Figura 33** de  $2,6$  m<sup>3</sup>/s, portanto tem-se que calibrar os parâmetros ingressados no programa HEC-HMS.



**Figura 34:** Vazão observada para a precipitação 1



No **Quadro 18**, identifica-se as demais vazões observadas da curva chave, para cada altura máxima de cada precipitação:

**Quadro 18:** Vazões de pico observadas

Precipitações	Altura máxima [m]	Vazão observada [m³/s]
1	0,19	<b>2,30</b>
2	0,83	<b>21,50</b>
3	1,37	<b>64,50</b>
4	1,26	<b>56,00</b>
5	1,41	<b>66,00</b>

### 5.4.3 Sensibilidade dos parâmetros

Foi escolhido a sensibilidade dos parâmetros para a Precipitação 3, na qual foi calculado os seguintes valores se acordo a **equação 11**. Observa-se no **Quadro 19** os seguintes resultados da sensibilidade.

**Quadro 19: Sensibilidade dos parâmetros**

Variação dos Parâmetros				Variação na Vazão [m <sup>3</sup> /s]			Sensibilidade				
Parâmetro	Orig	-10%	+10%	Q orig	Q - 10%	Q +10%	F (-10%)	F (+10%)	Sr (-10%)	Sr (+10%)	Sr med
Área Sub1 [km <sup>2</sup> ]	4,00	3,60	4,40	24,60	22,10	27,00	0,10	-0,10	1,02	0,98	<b>9,96E-01</b>
Tempo de retardamento Sub1 [s]	26,89	24,20	29,57	24,60	24,59	24,60	0,10	-0,10	0,00	0,00	<b>1,83E-03</b>
CN Sub1 [-]	46,95	42,26	51,65	24,60	24,59	24,60	0,10	-0,10	0,00	0,00	<b>1,83E-03</b>
Coef. Manning-T1 [m <sup>-1/3</sup> .s]	0,23	0,21	0,25	31,80	32,30	31,30	0,10	-0,10	-0,16	-0,16	<b>1,57E-01</b>
Comprimento -T1 [m]	1010,00	909,00	1111,00	31,80	32,40	31,20	0,10	-0,10	-0,19	-0,19	<b>1,89E-01</b>

Seguidamente foi ordenado a sensibilidade dos parâmetros de maior a menor de acordo ao **Quadro 20**.

**Quadro 20: Ranking da sensibilidade**

RANKING	Sr Med
Área Sub1 [km <sup>2</sup> ]	<b>9,96E-01</b>
Comprimento-T1 [m]	<b>1,89E-01</b>
Coef. Manning-T1 [m <sup>-1/3</sup> .s]	<b>1,57E-01</b>
CN Sub1 [-]	<b>1,83E-03</b>
Tempo de retardamento Sub1 [s]	<b>1,83E-03</b>

Os parâmetros otimizados foram o coeficiente de Manning ( $n$ ) e número de curva CN pois mesmo que não tenha a maior sensibilidade, esses dados foram obtidos mediante tabelas, imagens de satélites, fotografias, podendo ter erro de magnitude desconhecida, pois foi estimado mediante a observação e além disso se está trabalhando num modelo que foi feito com as características do país de origem dos EEUU, em contrapartida dos outros parâmetros que foram medidos como as áreas, comprimentos, o que significa mais certeza ao valor real.

Respeitando os limites dos valores desses parâmetros. O  $n$  foi aumentado para (+10%), (**Quadro 21**) e o CN foi diminuído para (-10%), (**Quadro 22**).

**Quadro 21: Coeficiente de Manning modificado a mais 10%**

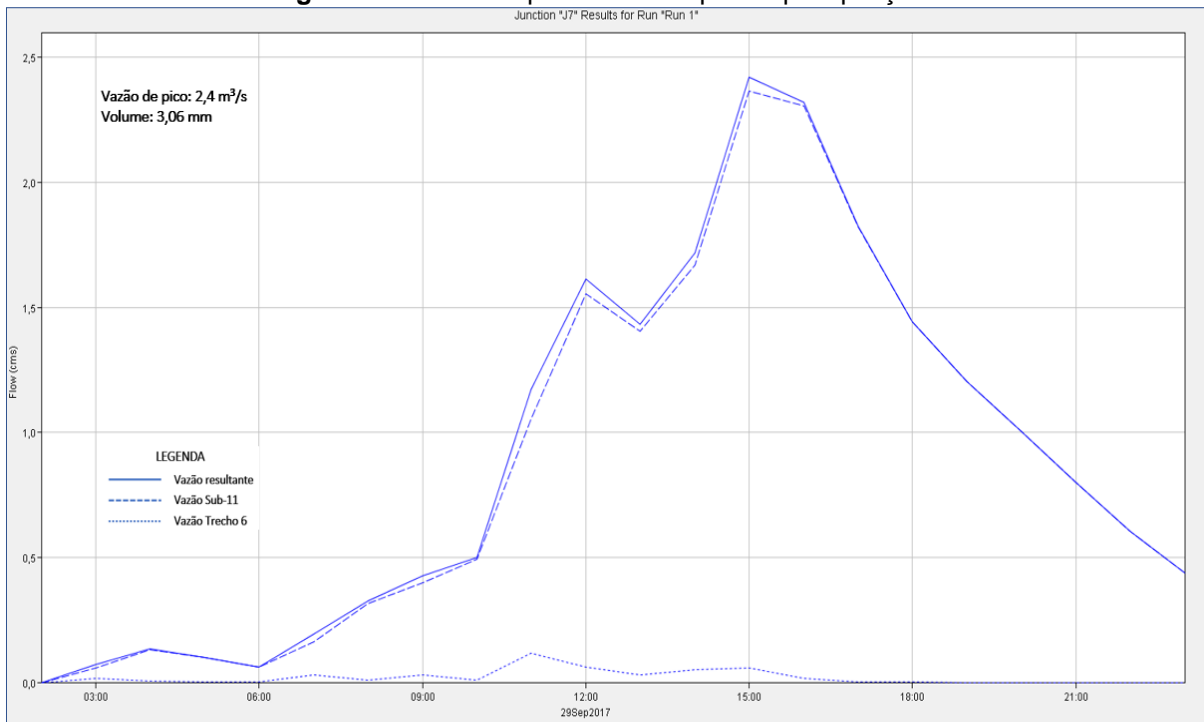
Trechos	n <sub>final</sub>	n (+10%)
T1	0,23	<b>0,25</b>
T2	0,22	<b>0,25</b>
T3	0,22	<b>0,24</b>
T4	0,19	<b>0,20</b>
T5	0,18	<b>0,19</b>
T6	0,09	<b>0,10</b>

**Quadro 22: CN modificado a menos 10%**

Sub-bacia	CNp	CNp (-10%)
Sub1	46,95	<b>42,26</b>
Sub2	46,88	<b>42,19</b>
Sub3	47,35	<b>42,61</b>
Sub4	47,46	<b>42,72</b>
Sub5	48,16	<b>43,34</b>
Sub6	43,80	<b>39,42</b>
Sub7	46,01	<b>41,41</b>
Sub8	43,08	<b>38,77</b>
Sub9	47,45	<b>42,71</b>
Sub10	48,57	<b>43,71</b>
Sub11	46,22	<b>41,60</b>

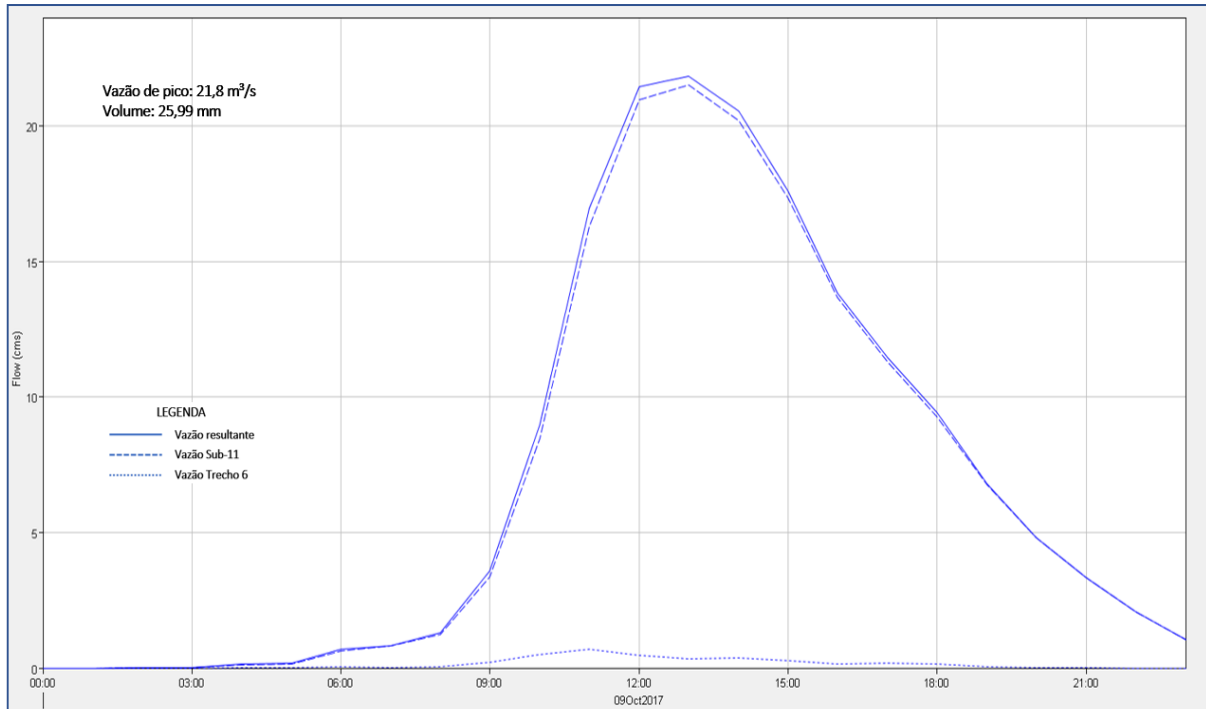
#### 5.4.4 Vazões calibradas

Ajustou-se aqueles parâmetros para as precipitações 1, 2 e 3 com os novos valores de “CN” e “n” de tal forma que esteja próximo aos valores reais da vazão de pico da curva chave como se observa na **Figura 35, 36 e 37**.

**Figura 35: Vazão de pico calibrado para a precipitação 1**

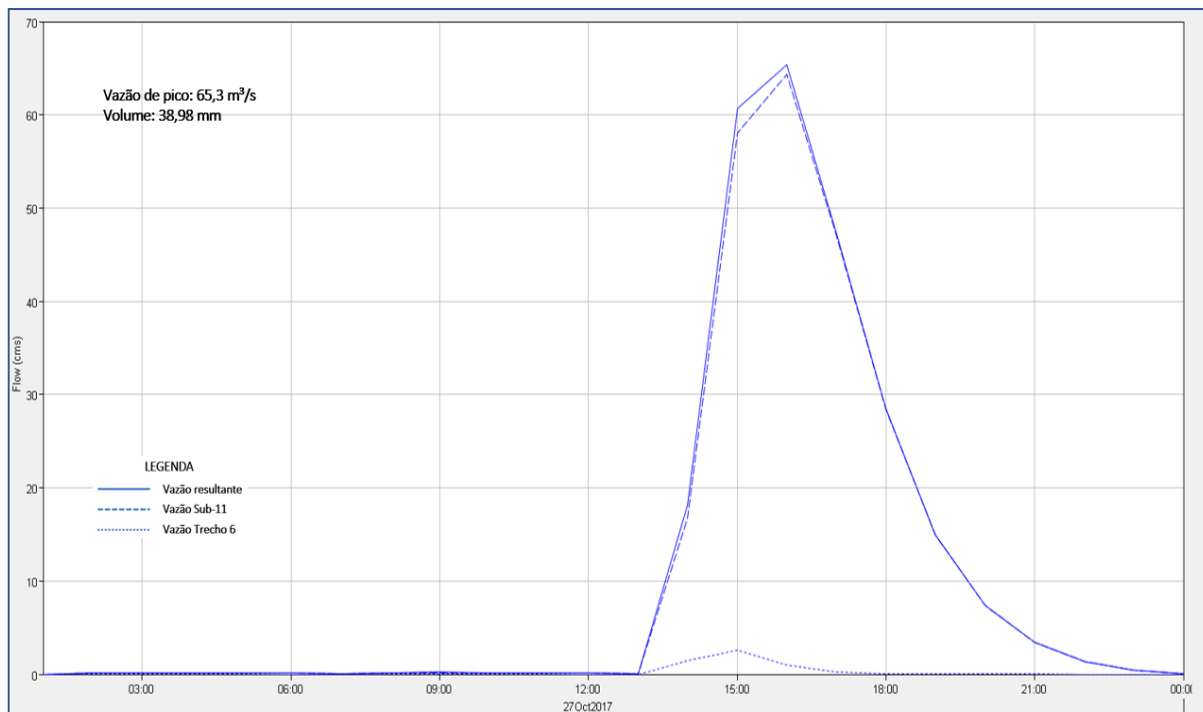
Fonte: HEC-HMS

**Figura 36: Vazão de pico calibrado para a precipitação 2**



Fonte: HEC-HMS

**Figura 37: Vazão de pico calibrado para a precipitação 3**

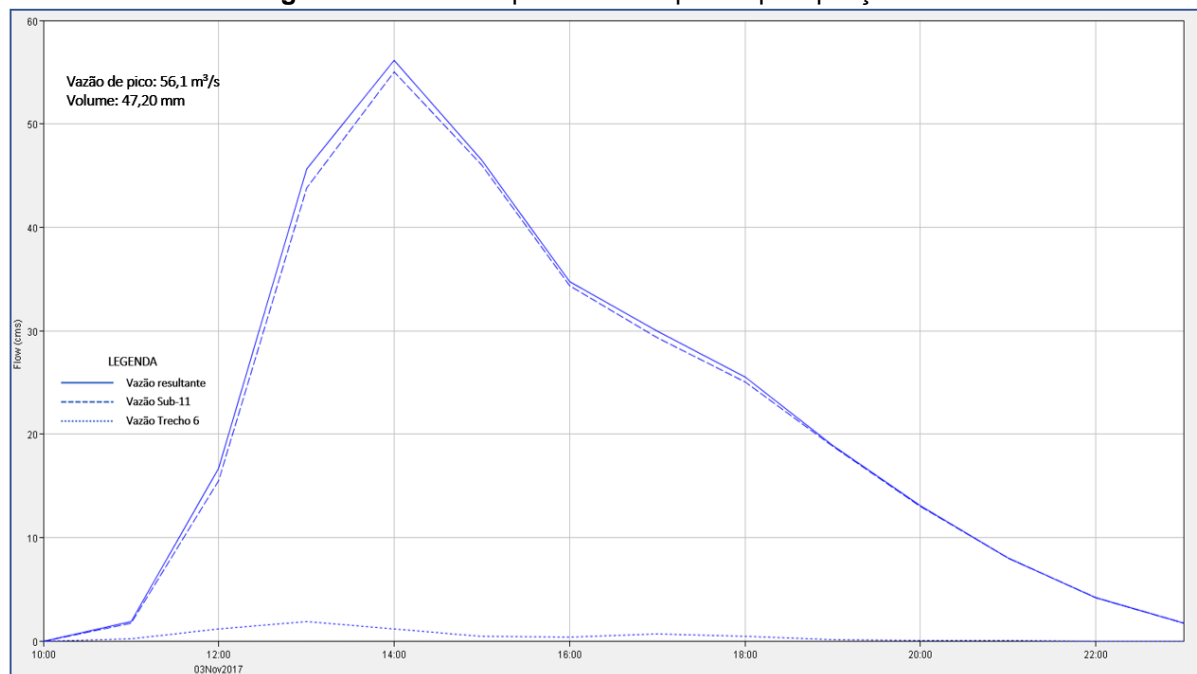


Fonte: HEC-HMS

### 5.4.5 Vazões validadas

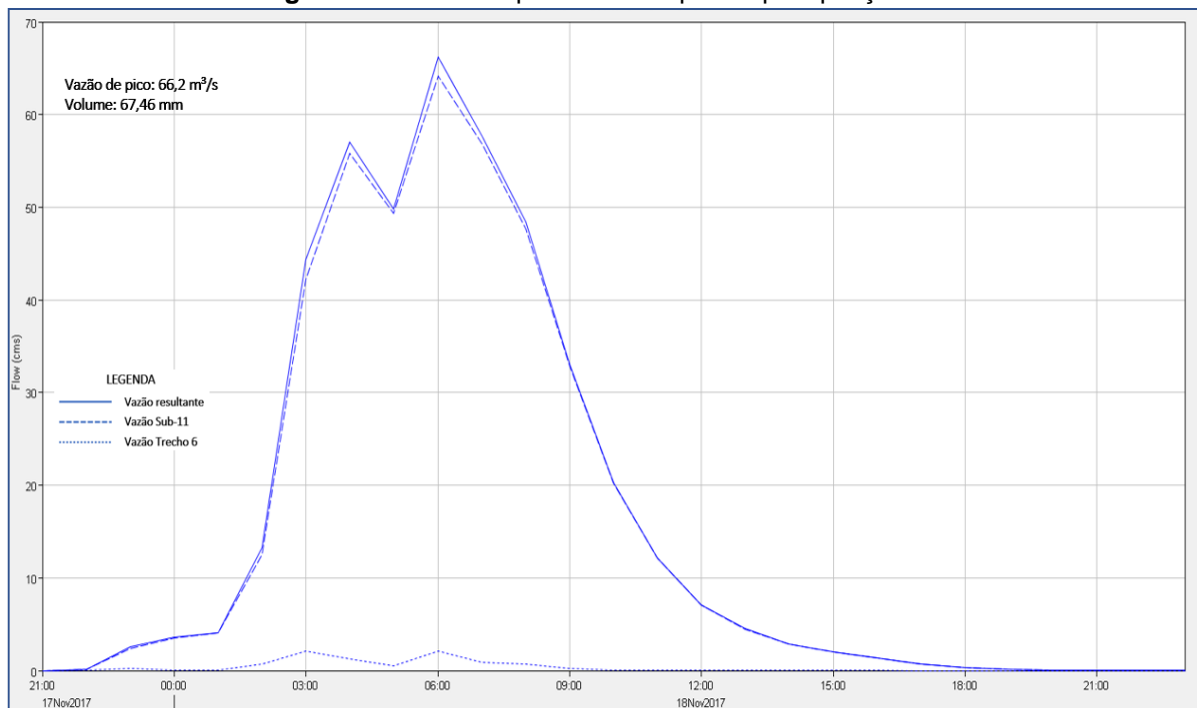
Uma vez que o modelo está calibrado, se validou com as precipitações 4 e 5, obtendo os seguintes resultados de acordo com as **Figuras 38 e 39**

**Figura 38:** Vazão de pico validado para a precipitação 4.



Fonte: HEC-HMS

**Figura 39:** Vazão de pico validado para a precipitação 5



Fonte: HEC-HMS

No **Quadro 23** observa-se o resumo das vazões calibradas e validadas para cada precipitação.

**Quadro 23:** Vazões calibradas e validadas

AJUSTE	Precipitação	Vazões
[-]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]
Calibração	P1	<b>2,40</b>
	P2	<b>21,80</b>
	P3	<b>65,30</b>
Validação	P4	<b>56,10</b>
	P5	<b>66,20</b>

No **Quadro 24**, apresenta-se um análises dos erros absolutos e relativos das vazões observadas em relação às vazões calibradas-validadas para cada precipitação. Portanto, identifica-se que existe um erro absoluto de menos de 1m<sup>3</sup>/s e um erro relativo de menos de 5%.

**Quadro 24:** Erro absoluto e relativo para as vazões de pico

Precipitação	Vazões Observadas Curva Chave	Vazões Calibradas	Vazões Validadas	Erro Absoluto	Erro Relativo
[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
P1	2,30	2,40		<b>0,10</b>	<b>4,35</b>
P2	21,50	21,80		<b>0,30</b>	<b>1,40</b>
P3	64,50	65,30		<b>0,80</b>	<b>1,24</b>
P4	56,00		56,10	<b>0,10</b>	<b>0,18</b>
P5	66,00		66,20	<b>0,20</b>	<b>0,30</b>

Assim também no **Quadro 25**, observa-se um análises dos erros absolutos e relativos das alturas máximas observadas em relação às alturas máximas calibradas-validadas para cada precipitação. Deste modo, identifica-se que existe um erro absoluto de menos de 0,03m e um erro relativo de menos de 11%.

**Quadro 25:** Erro absoluto e relativo das alturas máximas

Precipitação	Alturas máximas Observadas	Alturas máxima Calibradas	Alturas máximas Validadas	Erro Absoluto	Erro Relativo
[mm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]
P1	0,19	0,21		<b>0,02</b>	<b>10,53</b>
P2	0,83	0,84		<b>0,01</b>	<b>1,20</b>
P3	1,37	1,39		<b>0,02</b>	<b>1,46</b>
P4	1,26		1,27	<b>0,01</b>	<b>0,79</b>
P5	1,41		1,39	<b>0,02</b>	<b>1,42</b>

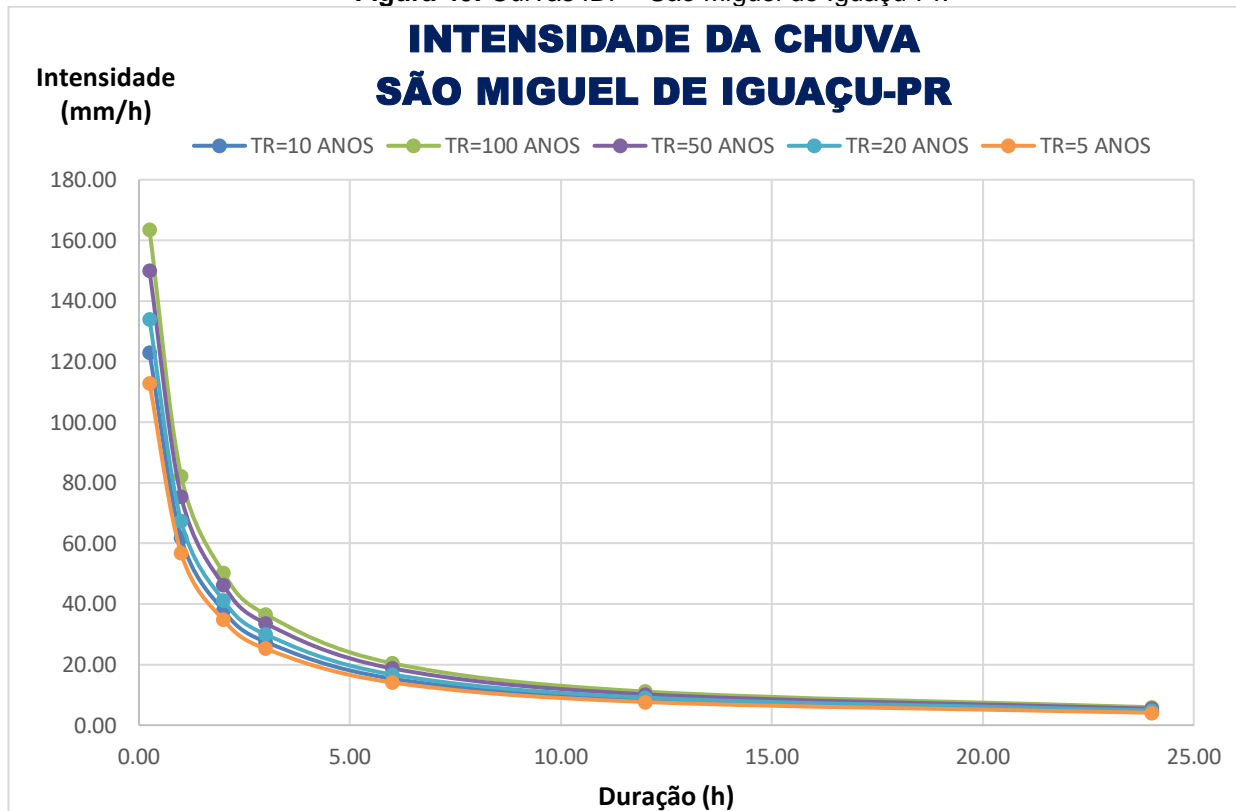
Portanto, para os estudos hidrológicos no estudo de caso é aceitável a calibração e validação da estimativa Chuva-Vazão pelo método de SCS.

## 5.5 Vazão de projeto

Uma vez calibrado e validado o modelo do programa HEC-HMS, se simulou a vazão de projeto para vários períodos de retorno com os valores da chuva de projeto (*Frequency Storm*), a partir da curva IDF do local mais próximo, neste caso foi de São Miguel de Iguaçu-Paraná. É importante salientar que a vazão de projeto foi calculada em base à contribuição de toda a bacia para a junção 7 que seria o ponto inicial onde começa o trecho analisado.

As seguintes chuvas de projeto se observa na seguinte **Figura 40**.

**Figura 40:** Curvas IDF - São Miguel de Iguaçu-Pr.



Fonte: Elaborado em base às intensidades de São Miguel de Iguaçu – Paraná

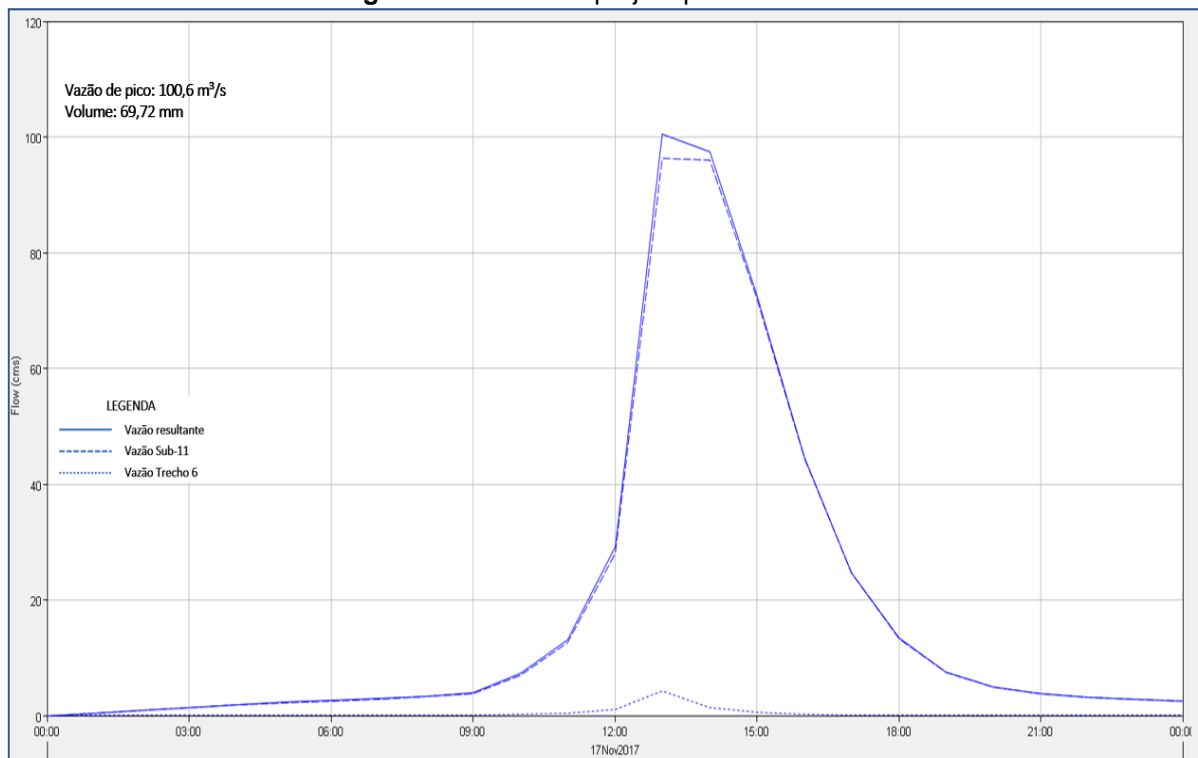
Essas Precipitações foram ingressadas no software HEC-HMS para encontrar as vazões de projeto ou de pico do ponto inicial de análises de acordo a bacia de contribuição. Aplicando a **equação 13** para a chuva de São Miguel (**Quadro 26**).

**Quadro 26:** Precipitação para POA=20%

Tempo [h]	Tempo [min]	TR	i_máx [mm/h]	Precipitação[mm]
0,25	15	5	112,73	<b>28,18</b>
1	60	5	56,73	<b>56,73</b>
2	120	5	34,73	<b>69,46</b>
3	180	5	25,24	<b>75,72</b>
6	360	5	14,10	<b>84,62</b>
12	720	5	7,66	<b>91,88</b>
24	1440	5	4,09	<b>98,24</b>

Tem-se a vazão de projeto para TR=5 anos, o que significa para um POA=20% como se observa na **Figura 41**.

**Figura 41:** Vazão de projeto para POA=20%



Fonte: HEC-HMS

As vazões de projeto para as demais Probabilidades Anuais de Ocorrência, se detalham no **Quadro 27**:

**Quadro 27:** Vazões de projeto para o ponto inicial do trecho

POA [%]	TR [anos]	Vazão de projeto [m <sup>3</sup> /s]
20	5	<b>100,60</b>
10	10	<b>110,00</b>
5	20	<b>120,40</b>
2	50	<b>135,30</b>
1	100	<b>154,00</b>

É importante salientar que para a vazão de projeto que chega na metade da galeria 2 vai mudar, porque tem uma sub-bacia a mais de contribuição, pois há um tubo de drenagem pluvial que une à galeria 2, como se pode observar na **Figura 42**.



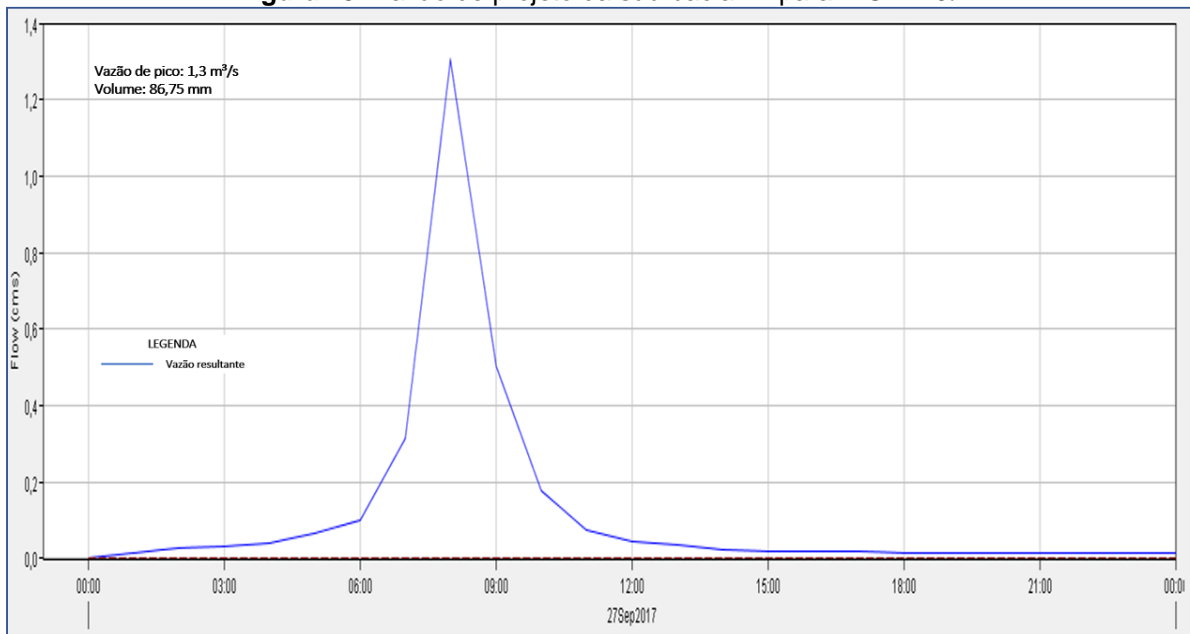
Figura 42: Sub-bacia de contribuição para a galeria 2



Fonte: Google Earth Pro 2017.

Portanto foi acrescentado no software HEC-HMS uma nova sub-bacia 12, trecho e uma junção a mais para encontrar a vazão de projeto naquela área de contribuição (Figura 43).

Figura 43: Vazão de projeto da sub-bacia 12 para POA=20%



Fonte: HEC-HMS

As vazões de projeto das demais Probabilidades Anuais de Ocorrência para a sub-bacia 12 se detalham a continuação no Quadro 28.

**Quadro 28:** Vazões de projeto da Sub-bacia 12.

POA [%]	TR [anos]	Vazão de projeto [m <sup>3</sup> /s]
20	5	1,30
10	10	1,40
5	20	1,60
2	50	1,80
1	100	1,90

## 5.6 Pontos coletados do levantamento topográfico

No dia 24/10/2017 das 13:00 até as 16:00, foi feita a primeira coleta com o posicionamento da base receptora no marco RN1715H cuja altitude ortométrica é conhecida conforme o relatório do site do IBGE, este marco está localizado perto da área de estudo como se observa na **Figura 44**.

**Figura 44:** BASE receptora no marco RN1715H

Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017.

Observa-se na **Figura 45**, os pontos coletados nesse dia.



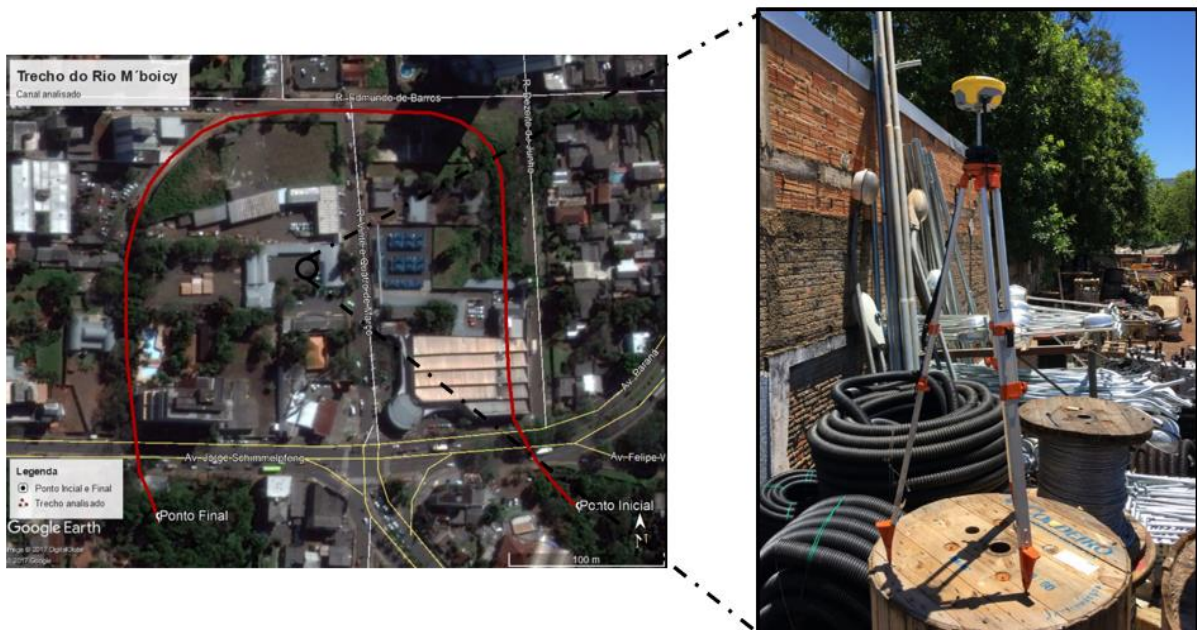
**Figura 45:** Pontos coletados da primeira campanha



Fonte: Google Earth Pro 2017.

No dia 13/11/2017 das 13:00 até as 16:00 foi realizado o segundo levantamento com o posicionamento da base receptora dentro do estacionamento da Empresa Eletromil, se observa na **Figura 46** que foi instalada nesse lugar porque encontra-se perto do canal e das galerias, de tal forma que seja mais fácil a emissão de sinais para o Rover

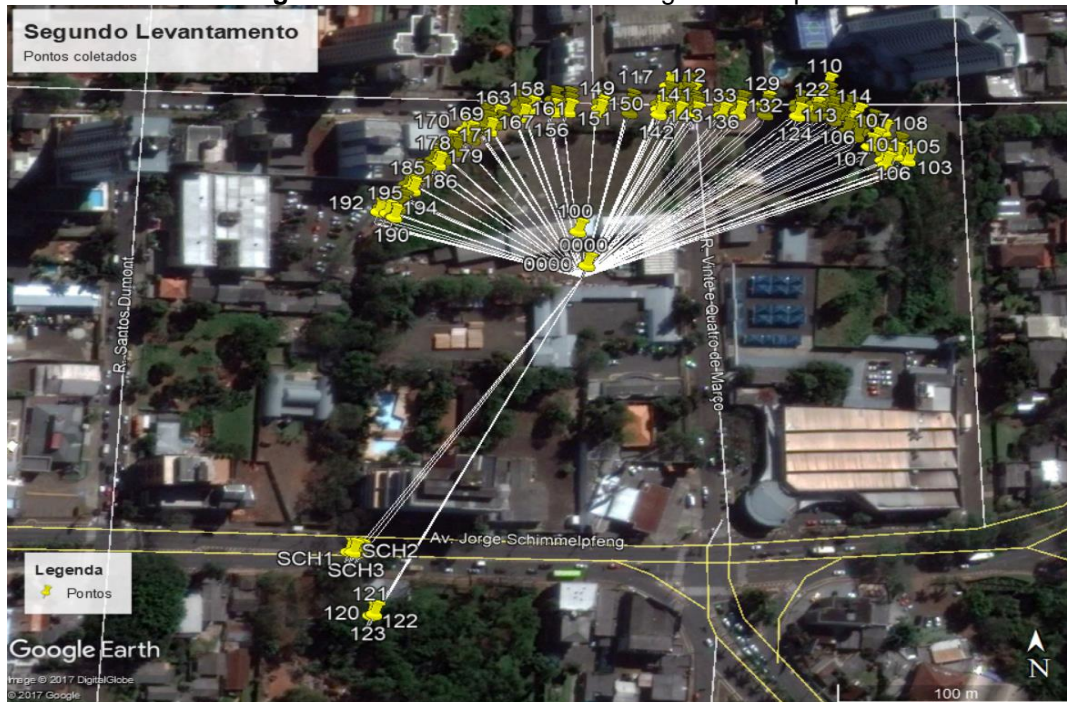
**Figura 46:** BASE receptora na Eletromil



Fonte: Adaptado de Google Earth Pro 2017.

Os pontos coletados nesse dia se mostra na **Figura 47**.

**Figura 47:** Pontos coletados na segunda campanha



Fonte: Google Earth Pro 2017

## 5.7 Modelo HEC-RAS

Para o modelamento das estruturas hidráulicas segundo o manual de HEC-RAS, se necessitam quatro seções transversais, isto é para a predição exata das perdas de carga originadas por expansão e contração. Neste caso não teremos áreas inefetivas de fluxo, visto que a longitude de obstrução é mínima no canal, pois a galeria está construída juntamente com o canal, portanto não é necessário fazer o levantamento das quatro seções para cada estrutura hidráulica.

Então, uma vez obtido os pontos processados em coordenadas cartesianas (E,N,Z) ou (x,y,z) do levantamento topográfico, se importou aqueles pontos ao software CIVIL 3D em formato txt. Seguidamente no modelo de trabalho se juntou os pontos de cada seção do canal do trecho analisado como se observa na **Figura 48**.

**Figura 48:** Traçado da seção no CIVIL 3D



Fonte: Civil 3D 2017

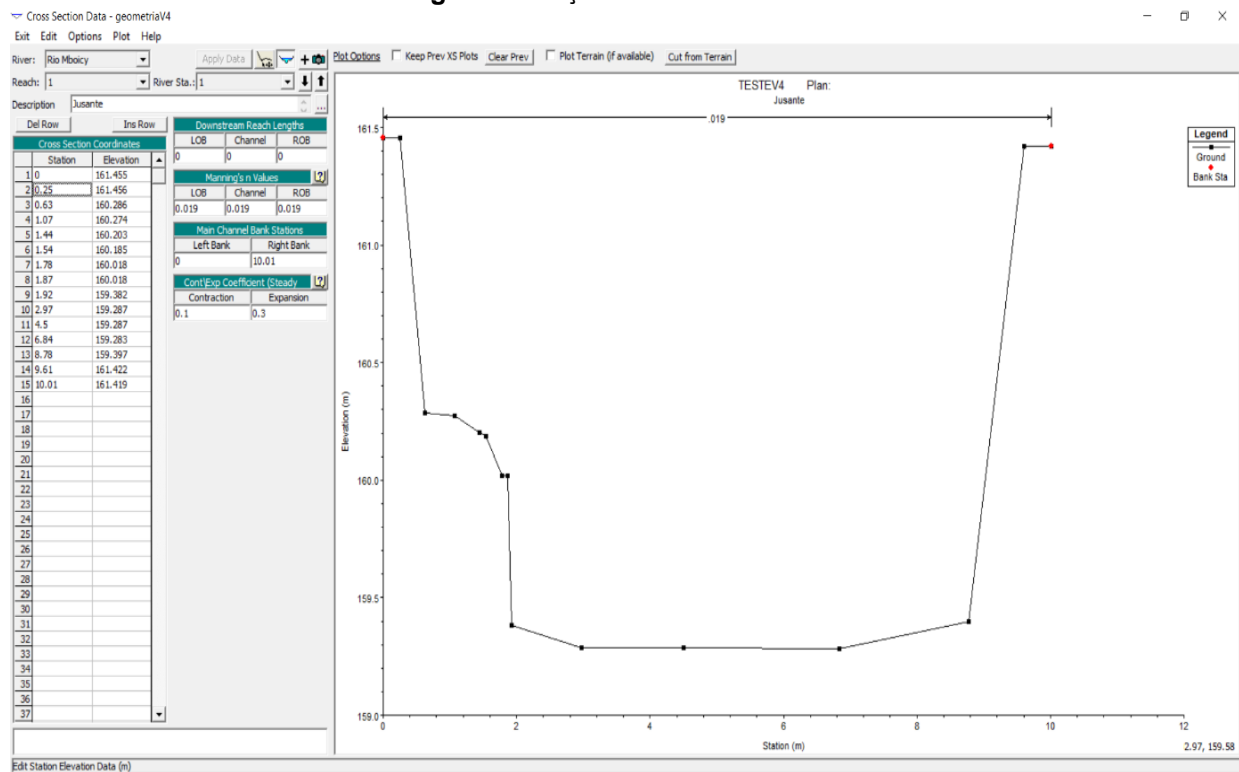


Foram obtidos as estações e elevações de cada seção do canal (**Quadro 29**), cujos valores foram inseridos posteriormente no software HEC-RAS na parte geométrica do programa como se observa na **Figura 49**.

**Quadro 29:** Estação e elevação para a seção transversal do canal.

No.	Estação	Elevação
1	0+000,00m	161,455m
2	0+000,25m	161,456m
3	0+000,63m	160,286m
4	0+001,07m	160,274m
5	0+001,44m	160,203m
6	0+001,54m	160,185m
7	0+001,78m	160,018m
8	0+001,87m	160,018m
9	0+001,92m	159,382m
10	0+002,97m	159,287m
11	0+004,50m	159,287m
12	0+006,84m	159,283m
13	0+008,78m	159,397m
14	0+009,61m	161,422m
15	0+010,01m	161,419m

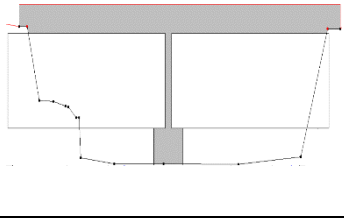
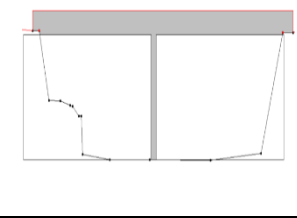
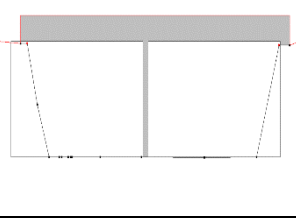
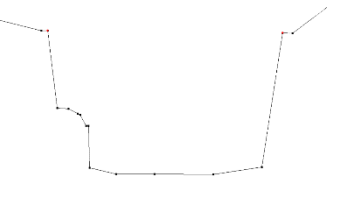
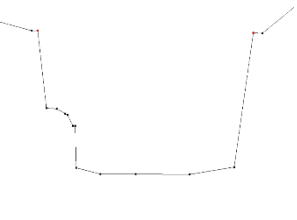
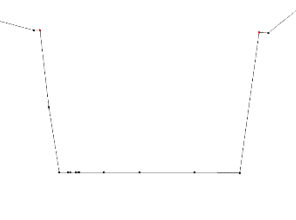
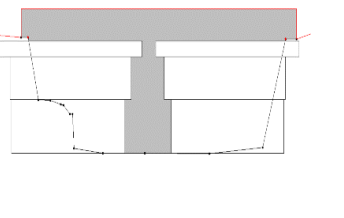
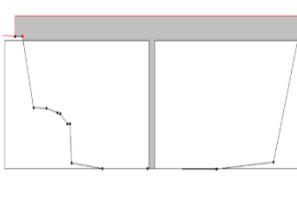
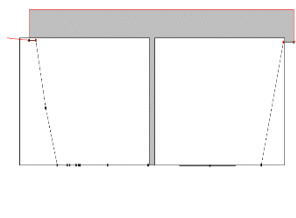
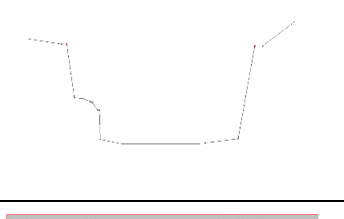

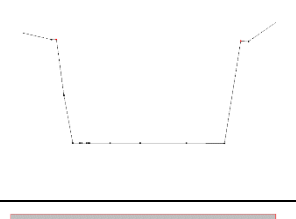
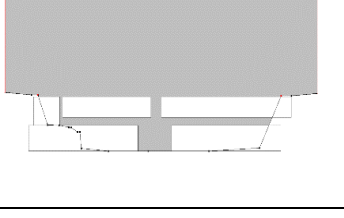
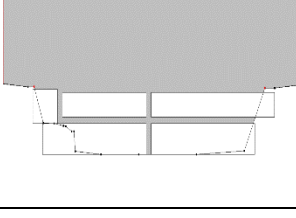
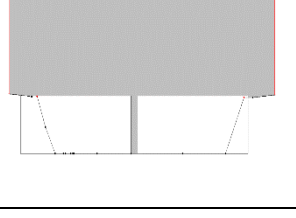
**Figura 49:** Seção transversal do canal



Fonte: HEC-RAS

Assim também com as medições de cada galeria dupla, foram ingressados no modelo *box culvert* para cada galeria. No **Quadro 30**, observa-se o resumo de todas as estruturas hidráulicas ingressadas no programa HEC-RAS para os três cenários.

**Quadro 30:** Estruturas hidráulicas para os três cenários

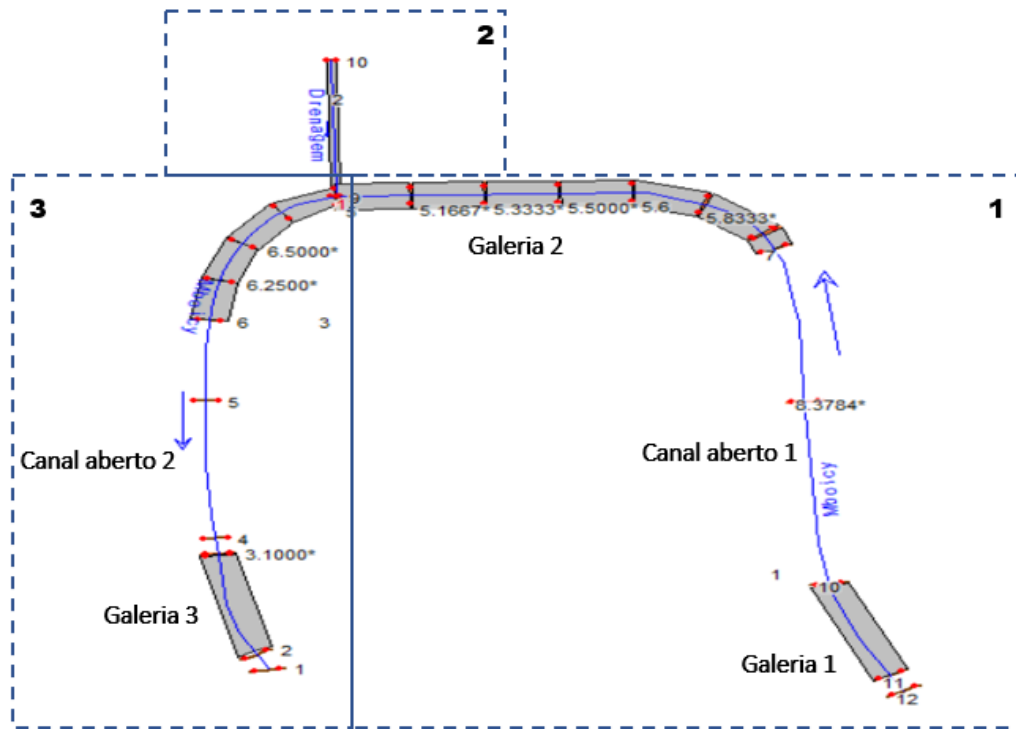
ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	CENÁRIO 1 Com sujeira e tubos de esgoto	CENÁRIO 2 Sem sujeira e com tubos de esgoto	CENÁRIO 3 Sem sujeira e sem tubos de esgoto.
Galeria 1			
Canal a Céu Aberto 1			
Galeria 2			
Canal a Céu Aberto 2			
Galeria 3			

Fonte: HEC-RAS

Na parte geométrica do HEC-RAS, para que seja possível a contribuição do tubo da drenagem ao trecho, foi dividida em três partes, como se observa na **Figura 50**.



Figura 50: Modelo geométrico do trecho



Fonte: Adaptado de HEC-RAS

## 5.8 Calibração e validação do modelo Hidráulico

Calibrou-se e validou mediante o parâmetro do coeficiente de Manning, pois é um dos parâmetros mais sensíveis. Portanto calculou-se o Coeficiente de Manning mediante a **Equação 9**. Os resultados podem ser observados no **Quadro 31**.

Quadro 31: Coeficiente de Manning observado

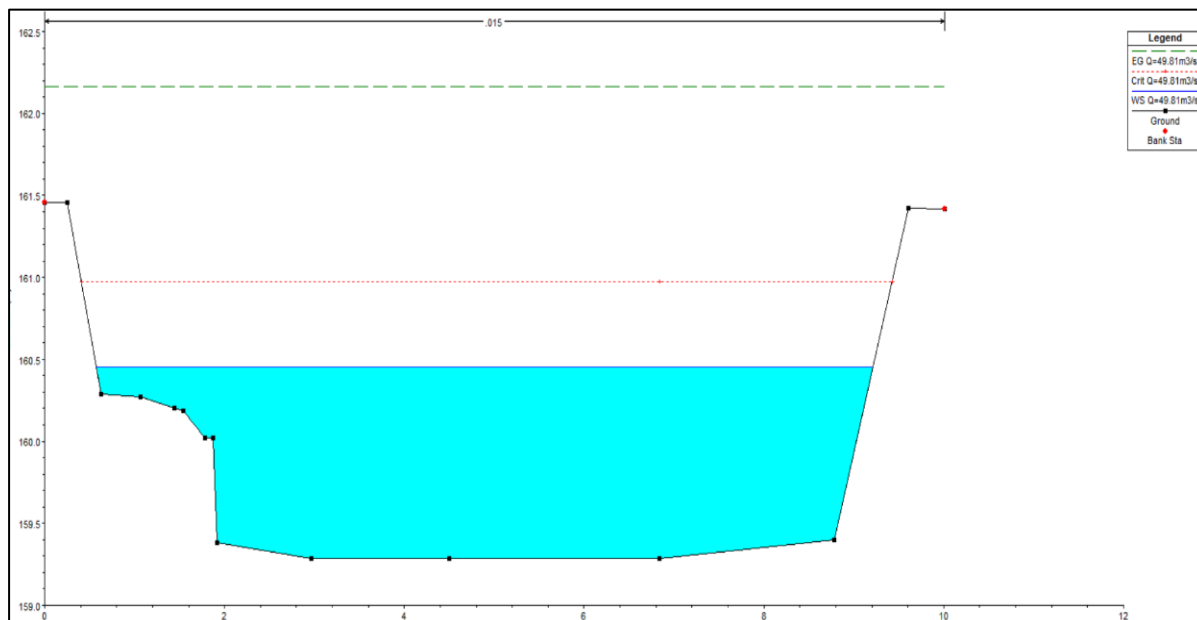
Altura N.A. [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Perímetro [m]	Vazão [m <sup>3</sup> /s]	Inclinação [m/m]	Coef. De Manning [m <sup>-1/3</sup> .s]
0,600	3,713	7,985	8,850	0,010	0,025
1,000	6,808	9,775	37,495	0,010	0,014
1,200	8,814	10,210	49,810	0,010	<b>0,016</b>

Assim escolheu-se o coeficiente de Manning de  $n=0.016$  para uma altura de  $h=1.2\text{m}$ , pois interessa neste estudo a rugosidade das maiores alturas da seção, então, esse valor coincide para canais a céu aberto de concreto projetado com seção uniforme como se observa no **Quadro 3**.

Para a calibração foi escolhido uma altura de N.A. de  $h=0.6\text{m}$  e  $1.20\text{m}$  e para a validação uma altura de N.A. de  $h=1\text{m}$  da seção do canal.

Como exemplo observa-se na **Figura 51**, no programa HEC-RAS foi feita a simulação para uma Vazão de  $49,81 \text{ m}^3/\text{s}$ , cujo resultado foi uma altura de nível de água de  $h=1,20\text{m}$ , em relação com a Curva chave do canal, se assemelha naquele valor simulado.

**Figura 51:** N.A da seção do canal aberto 1



Fonte: HEC-RAS

## 5.9 Vazão aceitável pela estrutura

Através dos dados hidráulicos como o coeficiente de manning e de escoamento em regime permanente, foi simulado no programa HEC-RAS para os diferentes cenários, obtendo os seguintes resultados para cada cenário.

### 5.9.1 Cenário 1

O primeiro cenário foi na condição atual, com sujeira e com tubos de esgoto (**Quadro 32**).

**Quadro 32:** Vazão aceitável para o Cenário 1

CENÁRIOS	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável
		[ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e com tubos de esgoto)	Galeria 1	<b>125,50</b>
	Canal a céu aberto 1	<b>130,00</b>
	Galeria 2	<b>111,50</b>
	Canal a céu aberto 2	<b>101,50</b>
	Galeria 3	<b>97,50</b>

Pode-se observar que a estrutura que apresenta maior capacidade de transporte de escoamento é o canal a céu aberto 1, pois possui maiores dimensões da área molhada em

relação às outras. Em contrapartida da estrutura que possui menor capacidade de vazão é a Galeria 3 já que está interrompida pelas obstruções da sujeira e os tubos de esgoto, diminuindo a seção da área molhada e por conseguinte vazão de escoamento.

### 5.9.2 Cenário 2

O segundo cenário foi sem sujeira e com tubos de esgoto nas galerias e no canal a céu aberto (**Quadro 33**).

**Quadro 33:** Vazão aceitável para o Cenário 2

CENÁRIOS	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável
		[m <sup>3</sup> /s]
<b>CENÁRIO 2 (Sem sujeira e com tubos de esgoto)</b>	Galeria 1	<b>126,50</b>
	Canal a céu aberto 1	<b>130,00</b>
	Galeria 2	<b>124,00</b>
	Canal a céu aberto 2	<b>110,00</b>
	Galeria 3	<b>115,50</b>

Identifica-se que neste cenário, a retirada de sujeira faz com que aumente capacidade de transporte de escoamento nas estruturas hidráulicas, pois aumenta a seção da área molhada e a vazão de escoamento.

### 5.9.3 Cenário 3

O terceiro cenário foi sem sujeira e sem tubos de esgoto nas galerias e no canal a céu aberto (**Quadro 34**).

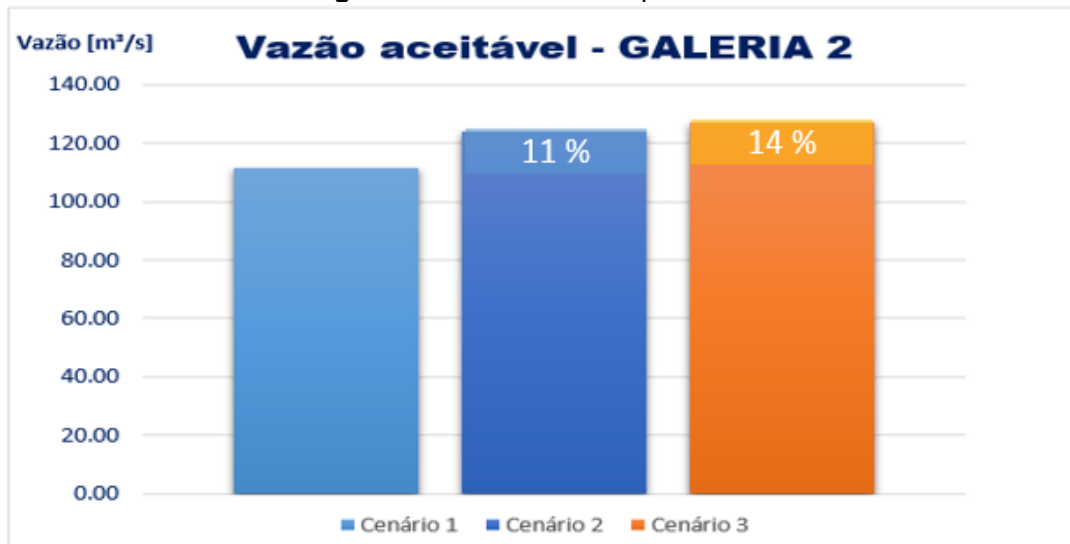
**Quadro 34:** Vazão aceitável para o Cenário 3

CENÁRIOS	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável
		[m <sup>3</sup> /s]
<b>CENÁRIO 3 (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)</b>	Galeria 1	<b>129,0</b>
	Canal a céu aberto 1	<b>132,5</b>
	Galeria 2	<b>127,0</b>
	Canal a céu aberto 2	<b>112,5</b>
	Galeria 3	<b>123,0</b>

Percebe-se que neste cenário, a retirada de sujeira e tubos de esgoto faz com que aumente ainda mais a capacidade de transporte de escoamento nas estruturas hidráulicas, pois aumenta as seções da área molhada e portanto a vazão de escoamento.

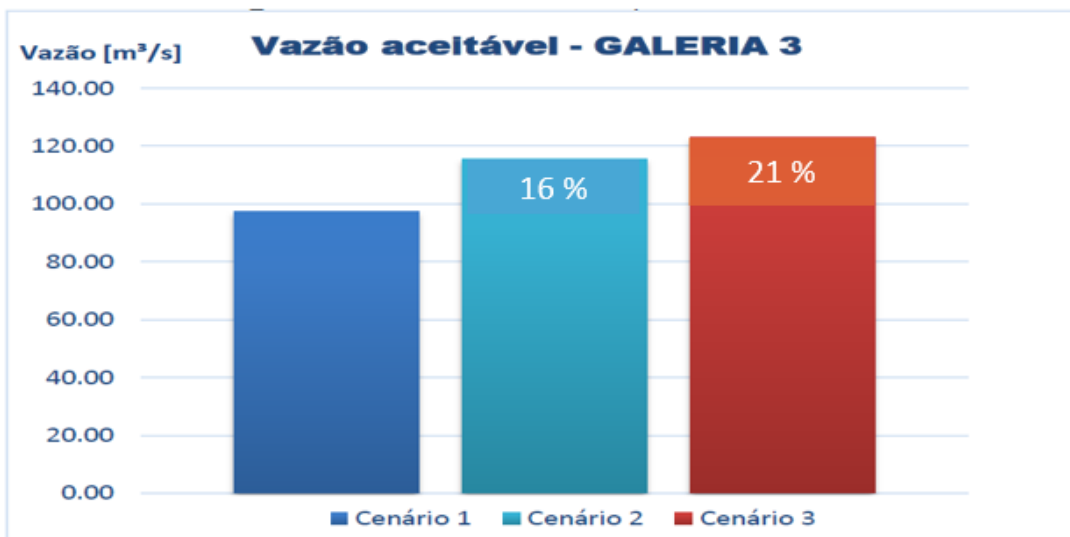
Nota-se na **Figura 52** que a vazão aceitável para a Galeria 2, no cenário 2 (sem sujeira e com tubos de esgoto) acrescenta a capacidade da vazão em um 11% em relação ao cenário 1 (condição atual). E já no cenário 3 (retirando a sujeira e os tubos de esgoto) aumenta em um 14% a capacidade da vazão em relação ao cenário 1.

**Figura 52:** Vazão aceitável para a Galeria 3



Pode-se observar na **Figura 53** que a vazão aceitável para a Galeria 3, no cenário 2 (sem sujeira e com tubos de esgoto) acrescenta a capacidade de escoamento em um 16% em relação ao cenário 1 (condição atual). E já no cenário 3 (retirando a sujeira e os tubos de esgoto) aumenta em um 21% a capacidade de transportar a vazão em relação ao cenário 1.

**Figura 53:** Vazão aceitável para a Galeria 3



## 5.10 Vazão excedida do trecho

A vazão excedida é a diferença entre a vazão de projeto e a vazão aceitável. Neste caso tem-se para vários períodos de retorno ou probabilidades anuais de ocorrência. (POA).

### 5.10.1 Probabilidade Anual de Ocorrência 20%

Identifica-se no **Quadro 35**, que para uma chuva de período de retorno de 5 anos ou uma probabilidade anual de ocorrência de 20, para o cenário 1, já causa uma vazão excedida de 4,40 m<sup>3</sup>/s na Galeria 3, pois na entrada dessa galeria possui sujeira e tubos de esgoto, diminuindo a seção da área molhada para o transporte da água.

É importante assinalar que na Galeria 3, possui uma parede de alvenaria acima da estrutura hidráulica, então provoca um remanso, pois o nível da água que chega, não pode ultrapassar já que existe uma barreira que o impede e portanto a água volta para atrás ao canal a céu aberto 2, isto significa que aumenta o nível da água no canal, agravando o problema naquela seção, por isso observa-se uma vazão excedida de 0,4 m<sup>3</sup>/s.

**Quadro 35:** Vazão excedida para POA=20%

CENÁRIOS POA=20% Precipitação=98,24mm	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável	Vazão de projeto	Vazão excedida
		[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	125,50	100,60	-24,90
	Canal a céu aberto 1	130,00	100,60	-29,40
	Galeria 2	111,50	100,60	-10,90
	Canal a céu aberto 2	101,50	101,90	<b>0,40</b>
	Galeria 3	97,50	101,90	<b>4,40</b>
<b>CENÁRIO 2</b> (Sem sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	126,50	100,60	-25,90
	Canal a céu aberto 1	130,00	100,60	-29,40
	Galeria 2	124,00	100,60	-23,40
	Canal a céu aberto 2	110,00	101,90	-8,10
	Galeria 3	115,50	101,90	-13,60
<b>CENÁRIO 3</b> (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)	Galeria 1	129,00	100,60	-28,40
	Canal a céu aberto 1	132,50	100,60	-31,90
	Galeria 2	127,00	100,60	-26,40
	Canal a céu aberto 2	112,50	101,90	-10,60
	Galeria 3	123,00	101,90	-21,10

### 5.10.2 Probabilidade Anual de Ocorrência 10%

Da mesma maneira observa-se no **Quadro 36**, que para uma chuva de período de retorno de 10 anos ou uma probabilidade anual de ocorrência de 10%, causa excesso de vazão nas estruturas hidráulicas como o canal a céu aberto 2 do cenário 1, pois na entrada do canal e das galerias apresenta sujeira e tubos de esgoto, diminuindo a seção da área molhada para o transporte da água.

**Quadro 36:** Vazão excedida para POA=10%

CENÁRIOS POA=10% Precipitação=107,05mm	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável	Vazão de projeto	Vazão excedida
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	125,50	110	-15,5
	Canal a céu aberto 1	130,00	110	-20
	Galeria 2	111,50	110	-1,5
	Canal a céu aberto 2	101,50	111,14	<b>9,64</b>
	Galeria 3	97,50	111,14	<b>13,64</b>
<b>CENÁRIO 2</b> (Sem sujeira e com tubos de esgoto)	Galeria 1	126,50	110	-16,5
	Canal a céu aberto 1	130,00	110	-20
	Galeria 2	124,00	110	-14
	Canal a céu aberto 2	110,00	111,14	1,14
	Galeria 3	115,50	111,14	-4,36
<b>CENÁRIO 3</b> (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)	Galeria 1	129,00	110	-19
	Canal a céu aberto 1	132,50	110	-22,5
	Galeria 2	127,00	110	-17
	Canal a céu aberto 2	112,50	111,14	-1,36
	Galeria 3	123,00	111,14	-11,86

### 5.10.3 Probabilidade Anual de Ocorrência 5%

Nota-se no **Quadro 37**, para uma chuva de período de retorno de 20 anos ou uma probabilidade anual de ocorrência de 5%, já provoca mais excesso de vazão nas estruturas hidráulicas, tanto para o cenário 1, 2 e 3, pelo que na entrada do canal e das galerias apresenta sujeira e tubos de esgoto, diminuindo a seção de transporte da água.

**Quadro 37:** Vazão excedida para POA=5%

CENÁRIOS POA=5% Precipitação=116,66mm	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável	Vazão de projeto	Vazão excedida
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	125,50	121,4	-4,1
	Canal a céu aberto 1	130,00	121,4	-8,6
	Galeria 2	111,50	121,4	<b>9,9</b>
	Canal a céu aberto 2	101,50	122	<b>20,5</b>
	Galeria 3	97,50	122	<b>24,5</b>
<b>CENÁRIO 2</b> (Sem sujeira e com tubos de esgoto)	Galeria 1	126,50	121,4	-5,1
	Canal a céu aberto 1	130,00	121,4	-8,6
	Galeria 2	124,00	121,4	-2,6
	Canal a céu aberto 2	110,00	122	<b>12</b>
	Galeria 3	115,50	122	<b>6,5</b>
<b>CENÁRIO 3</b> (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)	Galeria 1	129,00	121,4	-7,6
	Canal a céu aberto 1	132,50	121,4	-11,1
	Galeria 2	127,00	121,4	-5,6
	Canal a céu aberto 2	112,50	122	<b>9,5</b>
	Galeria 3	123,00	122	-1



### 5.10.4 Probabilidade Anual de Ocorrência 2%

Verifica-se no **Quadro 38**, que para uma chuva de período de retorno de 50 anos ou uma probabilidade anual de ocorrência de 2%, provoca ainda mais excesso de vazão nas estruturas hidráulicas, tanto para o cenário 1, pois na entrada do canal e das galerias apresenta sujeira e tubos de esgoto, também para o cenário 2 com a retirada da sujeira, e até para o cenário 3 sem sujeira e sem tubos de esgoto.

**Quadro 38:** Vazão excedida para POA=2%

CENÁRIOS POA=2% Precipitação=130,70mm	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável	Vazão de projeto	Vazão excedida
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	125,50	135,3	<b>9,8</b>
	Canal a céu aberto 1	130,00	135,3	<b>5,3</b>
	Galeria 2	111,50	135,3	<b>23,8</b>
	Canal a céu aberto 2	101,50	137,1	<b>35,6</b>
	Galeria 3	97,50	137,1	<b>39,6</b>
<b>CENÁRIO 2</b> (Sem sujeira e com tubos de esgoto)	Galeria 1	126,50	135,3	<b>8,8</b>
	Canal a céu aberto 1	130,00	135,3	<b>5,3</b>
	Galeria 2	124,00	135,3	<b>11,3</b>
	Canal a céu aberto 2	110,00	137,1	<b>27,1</b>
	Galeria 3	115,50	137,1	<b>21,6</b>
<b>CENÁRIO 3</b> (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)	Galeria 1	129,00	135,3	<b>6,3</b>
	Canal a céu aberto 1	132,50	135,3	<b>2,8</b>
	Galeria 2	127,00	135,3	<b>8,3</b>
	Canal a céu aberto 2	112,50	137,1	<b>24,6</b>
	Galeria 3	123,00	137,1	<b>14,1</b>

### 5.10.5 Probabilidade Anual de Ocorrência 1%

Finalmente identifica-se no **Quadro 39**, que para uma chuva de período de retorno de 100 anos ou uma probabilidade anual de ocorrência de 1%, causa mais excesso de vazão nas estruturas hidráulicas, tanto para o cenário 1, 2 e 3, agravando a situação no trecho analisado.

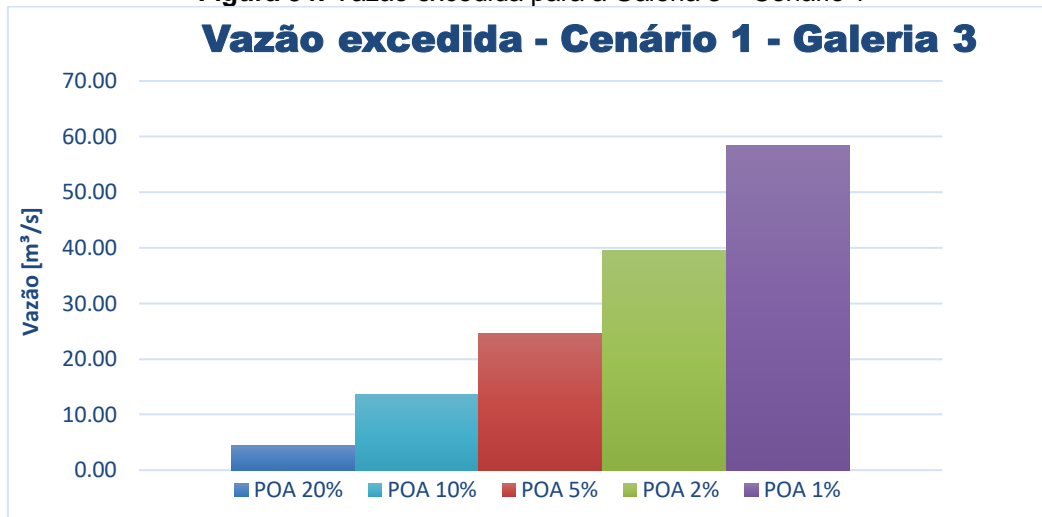
**Quadro 39: Vazão excedida para POA=1%**

CENÁRIOS POA=1% Precipitação=142,43mm	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	Vazão aceitável	Vazão de projeto	Vazão excedida
		[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
<b>CENÁRIO 1</b> (Com sujeira e tubos de esgoto)	Galeria 1	125,50	154	<b>28,5</b>
	Canal a céu aberto 1	130,00	154	<b>24</b>
	Galeria 2	111,50	154	<b>42,5</b>
	Canal a céu aberto 2	101,50	155,9	<b>54,4</b>
	Galeria 3	97,50	155,9	<b>58,4</b>
<b>CENÁRIO 2</b> (Sem sujeira e com tubos de esgoto)	Galeria 1	126,50	154	<b>27,5</b>
	Canal a céu aberto 1	130,00	154	<b>24</b>
	Galeria 2	124,00	154	<b>30</b>
	Canal a céu aberto 2	110,00	155,9	<b>45,9</b>
	Galeria 3	115,50	155,9	<b>40,4</b>
<b>CENÁRIO 3</b> (Sem sujeira e sem tubos de esgoto)	Galeria 1	129,00	154	<b>25</b>
	Canal a céu aberto 1	132,50	154	<b>21,5</b>
	Galeria 2	127,00	154	<b>27</b>
	Canal a céu aberto 2	112,50	155,9	<b>43,4</b>
	Galeria 3	123,00	155,9	<b>32,9</b>

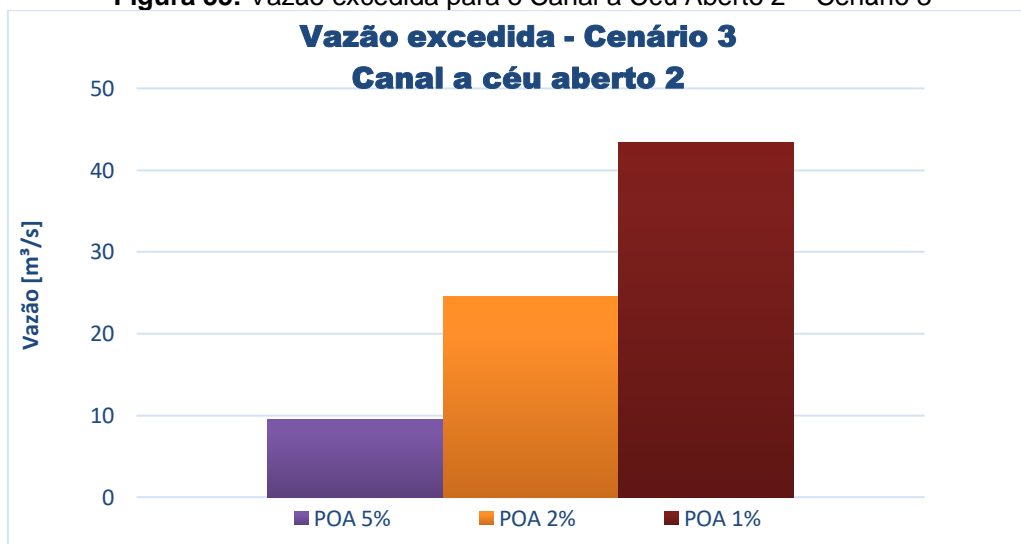
Segundo a Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Paraná (SEMA), as obras de macrodrenagem devem ser dimensionadas para períodos de retorno entre 10 a 50 anos. Para maior segurança é recomendável dimensionar com uma chuva de probabilidade anual de ocorrência de 2%, ou seja de 50anos.

De acordo com Ramos et al (1999, p.149), para um critério de segurança, a canalização ou galeria deverá comportar uma vazão com período de retorno de 50 anos sem a folga de borda livre. Nas áreas baixas deve-se verificar eventuais manchas de inundação para uma vazão com período de retorno de 100 anos. Estas manchas deverão ser consideradas como áreas de risco.

Observa-se na **Figura 54** que a vazão excedida da Galeria 3, no cenário 1, ou seja, o mais crítico da condição atual, com sujeira e com tubos de esgoto, para um POA=20% já possui uma vazão excedida de 4,40 m<sup>3</sup>/s. E pra um POA=1% aumenta a vazão 13,27 vezes a mais, chegando aproximadamente a 58,4 m<sup>3</sup>/s, da vazão excedida. Para critérios de segurança a estrutura existente deverá suportar uma vazão com uma probabilidade anual de ocorrência de (2 a 1)%, neste caso a vazão excedida ocorre com uma maior probabilidade, ou seja, a partir de um POA de 20%. Sendo o ponto mais crítico do trecho analisado.

**Figura 54:** Vazão excedida para a Galeria 3 – Cenário 1

Cabe assinalar segundo a **Figura 55**, que mesmo no cenário 3, o canal a céu aberto 2 (sem sujeira e sem tubos de esgoto), a norma pede que deve-se verificar para um POA de (2 a 1)%, mas não é obedecida. Portanto exige-se algum tipo de intervenção, possivelmente a montante mediante bacias de retenção, aumentando a infiltração no solo e diminuindo a velocidade de escoamento que chega até o trecho. Além disso para "evitar a sujeira", uma solução a longo prazo seria na conscientização das pessoas, a curto prazo deverá ser a construção de barreiras mecânicas corretamente desenhadas para reter a sujeira sem causar entupimento.

**Figura 55:** Vazão excedida para o Canal a Céu Aberto 2 – Cenário 3

Portanto verificou-se que de acordo com as análises realizadas neste trabalho, ocorre vazões excedidas antes daqueles períodos de retorno de 50 e 100 anos, provocando inundações nas áreas próximas ao rio a partir do período de retorno de 5 anos, ou seja, com uma probabilidade anual de ocorrência de 20%. Assim aconselha-se às autoridades sobre os riscos ocasionados em decorrência daquelas vazões excedidas.

## 6. CONCLUSÕES

Para obter uma maior confiabilidade nos resultados é de essencial importância a calibração e validação dos parâmetros quando se trabalha com qualquer modelo de estimativa de vazão de pico de um estudo de caso, sobre todo em pequenas bacia hidrográficas de contribuição sem dados estadísticos ou históricos da vazão do local de interesse.

Portanto, a modelagem por HEC-HMS, uma vez calibrado e validado, apresentou ótimos resultados que envolvem a estimativa da vazão de projeto, através do método SCS, contemplando o conhecimento de bacias hidrográficas, em que esses valores servem como base para o dimensionamento de qualquer obra hidráulica a ser projetada.

A modelagem por HEC-RAS apresentou bons resultados em aplicações que envolvem capacidade de escoamento das estruturas hidráulicas existentes, contemplando o diagnóstico atual do funcionamento hidrodinâmico do sistema de drenagem do trecho analisado do Rio M'Boicy. O conhecimento dessas características serve de base para o projeto, para que se possa estabelecer estratégias de intervenções eficazes mais apropriadas para cada situação.

Para a correta readequação dos sistemas de drenagem, é importante avaliar a capacidade a vazão das estruturas existentes, identificando os pontos de estrangulamento. Segundo os simulações realizadas, o ponto mais crítico é a Galeria 3 com as maiores vazões excedidas para os três cenários, pois possui menos capacidade de vazão para transportar, devido à obstrução da sujeira e tubos de esgoto, diminuindo a área molhada da seção.

A retirada das sujeiras e tubos de esgotos existentes no percurso do trecho analisado, aumentaria a capacidade de transporte de escoamento nos canais a céu aberto e nas galerias duplas, pois aumenta a área molhada em cada uma das seções. Porém existem outras medidas que poderiam ser aplicadas para a diminuição da vazão de pico, como a implantação bacias de retenção, retenção, reflorestamento nas margens do rio, entre outros, aumentando a infiltração e diminuindo a velocidade de escoamento ao ponto analisado.

Assim foi cumprido o objetivo principal de determinar as vazões excedidas par vários cenários em diferentes períodos anuais de ocorrência, a questão que incentivou ao estudo, foi a falta de estudos hidráulicos e hidrológicos referentes ao trecho crítico analisado, servindo esta metodologia sofisticada e de baixo custo como referência para as prefeituras municipais, a qual pode ser usada para avaliar a capacidade da vazão das estruturas hidráulicas existentes em diferentes cenários.

As vazões pico e as ofertas hídricas estão sujeitos ao regime hidrológico do curso de água, dependendo das condições climatológicas de cada região. Portanto aconselha-se que cada cidade possua uma integração do plano diretor de drenagem urbana ao planejamento do uso do solo, mediante aplicação de medidas estruturais e não estruturais.

Recomenda-se para estudos futuros os seguintes trabalhos: aplicação de outros cenários para o análise da capacidade da vazão das estruturas hidráulicas, medição da vazão do rio mediante outros métodos; determinação das áreas inundáveis ao trecho, avaliação da qualidade da água do rio.

Finalmente alerta-se às autoridades uma atenção especial sobre os riscos que poderiam ser ocasionados em decorrência daquelas vazões excedidas, de tal forma que as inundações não sejam sinônimos de catástrofe, por isso torna-se necessário desenvolver estratégias, dentre as quais se destacam ações de prevenção e diminuição da vulnerabilidade em vários cenários de mitigação, proporcionando assim uma melhor qualidade de vida na população.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUTODESK. **AUTOCAD CIVIL 3D**. Versão 2017. Disponível em: <<https://www.autodesk.com.br/products/autocad-civil-3d/overview>>. Acesso em: 10 ago. 2017.

BARBOSA, F. R. **Medidas de Proteção e controle de inundações na bacia do rio MAMANGUAPE/PB**. 2006 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Paraíba, João Pessoa, 2006. Disponível em: <<http://tede.biblioteca.ufpb.br/handle/tede/5490>>. Acesso em: 04 abr. 2017.

BARROS Jurandin. **Entrevista**. Desenhista da Prefeitura Municipal de Foz do Iguaçu (PMFI), 2017.

BOLDRIN, R. S. **Avaliação de cenários de inundações urbanas a partir de medidas não estruturais de controle: Trecho da bacia do Córrego do Gregório, São Carlos-SP**. 2005 220p. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-09032016-164031/pt-br.php>>. Acesso em: 04 abr. 2017.

BOLLMANN, H.A. **Relação da densidade populacional sobre variáveis de qualidade físico-química das águas superficiais em microbacias hidrográficas urbanas sem cobertura sanitária em Porto Alegre – RS**. Porto Alegre, 2004. 156p. Tese (Doutorado - Instituto de Pesquisas Hidráulicas). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004.

CAMPOS, R.G. **Curso Básico HEC-RAS**. Universidade Federal de Minas Gerais-UFMG, Belo Horizonte, 2011.

CANEDO, P. M. **Hidrologia Superficial**. In: Engenharia Hidrológica, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1 ed., Capítulo 4, Rio de Janeiro, Editora da UFRJ, 1989.

CANHOLI, Aluísio. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2 ed. Oficina de Textos, 2014.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**, McGraw-Hill Int. Editions, New York, 1988.

CORDERO, A. **Apostila de Hidrologia**. Universidade Regional de Blumenau – FURB, Centro de Ciências Tecnológicas - CCT, Departamento de Engenharia Civil, Blumenau, 2013.



COWAN, W.L. (1956). **Estimating hydraulic roughness coefficients**. Agricultural Engineering 37, pp. 473 – 475.

DA SILVA, I.; LIMA P. C. **Topografia para engenharia: Teoria e pratica de geomática**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elseiver, 2015.

DE OLIVEIRA, Fernanda Almeida et al. **Determinação Do Limite Da Faixa De Inundação Com Uso Do Hec-Ras Para O Parque Linear Do Córrego Macambira Em Goiânia, GOIÁS**. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 11, n. 1, 2016.

EMILIO, L. **Apostila fluviométrica**. Universidade Federal de Rio Grande do Sul- UFRGS, 2001.

ENOMOTO, C.F. **Método para elaboração de mapas de inundação: estudo de caso na bacia do Rio Palmital, Paraná**. Paraná, 2004. Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Ambientais). Universidade Federal do Paraná. Paraná, 2004.

FATTORELLI, S.; FERNANDEZ, P. C. **Diseño hidrológico**. 2. ed. Disponível em:<[https://www.ina.gov.ar/pdf/Libro\\_diseno\\_hidrologico\\_edicion\\_digital.pdf](https://www.ina.gov.ar/pdf/Libro_diseno_hidrologico_edicion_digital.pdf), 2011.

GEOMAX POSITIONING. **GeoMax Assistant Zenith25**. Versão 2.6. Disponível em: <<https://www.geomax-positioning.com/Downloads.htm?cid=15078>>. Acesso em: 10 set. 2017.

GOOGLE. **Google Earth Pro**. Versão 2017. Disponível em:<<https://www.google.com/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 10 ene. 2017.

GRANELL, M. C. **Trabalhando Geografia com as Cartas Topográficas**. 2a ed. Ijuí: Ed. Unijuí, 2004.

IBGE. **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**. Disponível em <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: Acesso em: 03 nov. 2017.

INMET. **Instituto Nacional de Meteorologia**. Disponível em:<<https://www.inmet.gov.br> >. Acesso em: 12 out. 2017.

LANG, S. A.; HARTMANN, V.; LOCKS, N. A. **Projeto Caminho das Águas do Rio M'Boicy**. Universidade Federal de Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2016. Disponível em: <<https://dspace.unila.edu.br/handle/123456789/627>>. Acesso em: 21 out. 2017.

MCCUEN, R. H. **Hydrologic Analysis and Design**. 840p. 4 ed. Pearson Education, 2016.

PALHARES, J. C. et al. **Medição da vazão em rios pelo método do flutuador**. Embrapa Suínos e Aves, 2007.

PEREIRA, T. M. **Avaliação preliminar da capacidade de escoamento do trecho canalizado no terço superior do Córrego do São Pedro com auxílio da ferramenta HEC-RAS**. Dissertação (Graduação - Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental.). Universidade Federal de Juiz de Fora, 2015.

PORTO, Rubem La Laina et al. **Apostila: Medição de Vazão e Curva Chave** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO FOZ DO IGUAÇU (PMFI). **Chuva E Alagamentos**. Defesa Civil, Foz do Iguaçu, 2014. Disponível em: <<http://www.pmfi.pr.gov.br/noticia/?idNoticia=35603>>. Acesso em: 15 mai. 2017.

PROJETO MANUELZÃO, **Canalização de cursos d'água**. Universidade Federal de Minas Gerais-UFMG, 2015. Disponível em: <[http://www.manuelzao.ufmg.br/sobre\\_o\\_projeto/posicionamento/canalizacao](http://www.manuelzao.ufmg.br/sobre_o_projeto/posicionamento/canalizacao)>. Acesso em: 01 out. 2017.

QGIS, D. T. **Quantum GIS geographic information system**. Versão 2.18. Disponível em: <<https://qgis.org/es/site/forusers/download.html>> . Acesso em: 10 ago. 2017.

RAMOS, Carlos Lloret et al. **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**. 1999.

SALEMI, L. F. **Modelagem ambiental: calibração ou validação**. Webartigos. Mestre em Ecologia Aplicada- Universidade de São Paulo (USP), 2013.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. **Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos** Parte 1: Classificação. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005.

SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS DO PARANA (SEMA). **Plano Diretor de Drenagem para a bacia do rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba**. 2002.

SEMA (Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos), **Revista Bacias Hidrográficas do Paraná**. Disponível em:

<[http://www.meioambiente.pr.gov.br/arquivos/File/corh/Revista\\_Bacias\\_Hidrograficas\\_do\\_Parana.pdf](http://www.meioambiente.pr.gov.br/arquivos/File/corh/Revista_Bacias_Hidrograficas_do_Parana.pdf)>. Acesso em: 10 set. 2017.

TOMAS, Plinio. **Tempo de concentração**. 2013 39p. Curso de manejo de águas pluviais: Capítulo 4. Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos\\_livros/livro\\_calculoshidraulicos/capitulo04.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidraulicos/capitulo04.pdf)>. Acesso em: 10 out. 2017.

TOMAZ, P. **Método do SCS (Soil Conservation Service) para várias bacias**. 2012 24p. Curso de manejo de águas pluviais: Capítulo 99. Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos\\_livros/livro\\_metodo\\_calculos\\_vazao/capitulo99.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_metodo_calculos_vazao/capitulo99.pdf)>. Acesso em: 10 out. 2017.

TUCCI, E. M. **Gestão das inundações urbanas**. Porto Alegre: Programa de Modernização do Setor Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, 2005.

TUCCI, E. M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, p. 16-36. 1995.

TUCCI, E. M.; BERTONI J. K. **Inundações urbanas na América do Sul**. Ed. dos Autores, 2003.

TUCCI, E.M. **Modelos hidrológicos**. 669p. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. **HEC-HMS**. Versão 4.2. Disponível em: <<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>>. Acesso em: 10 mar. 2017.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. **HEC-RAS**. Versão 5.0.3. Disponível em: <<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>>. Acesso em: 10 mar. 2017.

USBR U.S. Bureau of Reclamation - United States Department of the interior. **Design of Small Dams**. 639p Companhia Editorial S.A. México, D. F. 1977.

VILLÓN M. G. **HEC-HMS Ejemplos**. 536p. 2 ed. Centro de Desarrollo de Material Bibliográfico (CDMB) Cartago-Costa Rica, 2010.

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios**. DESA/UFGM, 2007.

# ANEXO 1

## Levantamento Topográfico - GNSS RTK

**Figura 56:** Professores e alunos do Curso de engenharia Civil-UNILA.



Primeira campanha



Segunda campanha

**Figura 57:** Medição dos pontos da seção mediante o Rover e a Coletora



**Figura 58:** Medição das galerias mediante a trena





## ANEXO 2

### Medições das alturas máximas

Figura 59: Leituras da altura máxima para a calibração



Figura 60: Leituras da altura máxima para a validação



# ANEXO 3

## Precipitações-INMET

### Precipitação 1 - 29/09/2017

Data	Hora	Temperatura (°C)			Umidade (%)			Pto. Orvalho (°C)			Pressão (hPa)			Vento (m/s)			Radiação (kJ/m²)	Chuva (mm)
		UTC	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Vel.	Dir. (°)		
29/09/2017	00	20.5	21.4	20.5	88	88	85	18.5	18.8	18.4	987.1	987.2	986.1	3.0	358	5.3	-3.52	0.0
29/09/2017	01	20.7	21.5	20.4	89	89	84	18.7	18.8	18.5	989.0	989.5	987.1	1.6	358	7.6	-3.30	0.0
29/09/2017	02	20.1	20.7	20.1	93	94	89	19.0	19.3	18.8	988.8	989.2	988.8	2.3	170	3.5	-3.46	0.0
29/09/2017	03	19.6	20.1	19.6	95	95	94	18.8	19.2	18.8	987.7	988.8	987.7	0.6	265	2.9	-2.93	0.2
29/09/2017	04	19.7	19.7	19.5	96	96	95	19.0	19.0	18.7	987.6	987.7	987.5	2.9	258	4.1	-2.88	0.0
29/09/2017	05	19.8	19.9	19.7	96	96	96	19.1	19.2	19.0	987.6	987.6	987.5	3.2	210	5.4	-3.00	0.0
29/09/2017	06	19.6	19.9	19.5	93	96	93	18.5	19.1	18.4	987.3	987.6	987.0	0.9	254	5.2	-3.06	0.0
29/09/2017	07	19.0	19.7	19.0	96	96	92	18.3	18.6	18.2	987.1	987.6	987.1	1.4	321	2.6	-3.35	0.4
29/09/2017	08	19.1	19.2	18.9	97	97	96	18.6	18.6	18.3	987.3	987.4	987.0	2.8	239	3.7	-1.64	0.0
29/09/2017	09	18.9	19.1	18.9	97	97	97	18.4	18.6	18.4	987.9	987.9	987.3	1.6	252	4.2	-3.13	0.4
29/09/2017	10	18.9	19.0	18.9	97	97	97	18.4	18.4	18.3	988.4	988.4	987.9	0.3	303	2.0	14.02	0.0
29/09/2017	11	19.2	19.2	18.9	97	97	97	18.7	18.7	18.4	989.0	989.0	988.4	0.9	301	2.3	94.17	1.6
29/09/2017	12	19.6	19.7	19.2	97	97	97	19.1	19.2	18.7	989.2	989.3	989.0	1.4	295	2.5	298.5	0.4
29/09/2017	13	20.1	20.3	19.6	96	97	96	19.4	19.7	19.1	989.2	989.3	989.1	2.5	247	4.3	555.6	0.2
29/09/2017	14	20.4	20.4	20.1	94	96	94	19.4	19.5	19.2	988.9	989.2	988.9	2.7	244	4.6	574.3	0.6
29/09/2017	15	20.8	20.8	20.2	92	95	92	19.5	19.9	19.1	988.4	989.0	988.4	3.2	225	4.9	625.2	0.6
29/09/2017	16	21.2	21.3	20.8	90	93	88	19.5	19.8	19.0	987.8	988.4	987.8	2.6	211	4.8	837.3	0.0
29/09/2017	17	20.6	21.2	20.5	93	93	89	19.3	19.8	19.1	987.0	987.8	987.0	2.8	247	5.2	393.8	0.0
29/09/2017	18	20.7	20.8	20.5	91	94	91	19.3	19.7	19.2	986.3	987.0	986.2	2.2	234	4.3	525.0	0.2
29/09/2017	19	20.4	20.9	20.2	93	94	92	19.3	19.6	19.0	985.9	986.3	985.7	3.0	236	4.5	329.2	0.0
29/09/2017	20	20.6	20.7	20.4	92	93	91	19.3	19.5	19.1	985.4	985.9	985.3	2.5	235	4.2	437.2	0.0
29/09/2017	21	19.9	20.6	19.9	94	94	92	19.0	19.4	19.0	985.4	985.4	985.1	2.3	237	3.6	270.6	0.0
29/09/2017	22	19.5	19.9	19.5	96	96	94	18.8	19.0	18.8	985.8	985.8	985.3	2.2	253	3.6	30.42	0.0
29/09/2017	23	19.4	19.5	19.3	97	97	96	18.9	18.9	18.7	986.0	986.1	985.7	2.0	230	3.0	-2.08	0.0

Fonte: (INMET, 2017).

### Precipitação 2 - 09/10/2017

Data	Hora	Temperatura (°C)			Umidade (%)			Pto. Orvalho (°C)			Pressão (hPa)			Vento (m/s)			Radiação (kJ/m²)	Chuva (mm)
		UTC	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Vel.	Dir. (°)		
09/10/2017	00	20.6	20.7	20.4	94	95	94	19.5	19.9	19.5	980.8	982.0	980.8	4.2	206	6.0	-3.48	0.0
09/10/2017	01	20.6	21.0	20.4	91	94	89	19.0	19.6	19.0	981.1	981.2	980.3	4.1	224	7.7	-3.39	0.0
09/10/2017	02	20.1	20.6	20.0	94	95	91	19.2	19.3	18.9	981.6	981.7	981.1	3.3	232	6.4	-3.20	0.0
09/10/2017	03	20.0	20.1	20.0	94	95	94	19.0	19.2	19.0	981.7	982.0	981.5	1.7	222	5.1	-3.32	0.0
09/10/2017	04	19.5	20.0	19.5	96	96	94	18.8	19.0	18.8	980.6	982.4	980.4	3.4	245	4.6	-3.13	0.2
09/10/2017	05	19.6	19.6	19.3	96	97	96	19.0	19.0	18.7	983.1	983.1	980.5	3.6	327	5.6	-2.67	0.0
09/10/2017	06	19.3	19.6	19.2	96	96	95	18.6	19.0	18.5	982.8	983.1	981.8	2.1	231	5.6	-3.38	0.8
09/10/2017	07	19.4	19.5	19.2	94	96	94	18.4	18.6	18.3	983.0	983.4	982.0	5.1	238	6.6	-3.05	0.0
09/10/2017	08	19.1	19.4	19.1	95	95	94	18.4	18.5	18.3	984.1	984.1	982.8	3.2	263	8.1	-3.31	0.8
09/10/2017	09	19.5	19.6	19.0	95	96	95	18.7	18.9	18.3	985.1	985.1	983.0	4.8	203	7.1	-3.03	2.8
09/10/2017	10	19.4	19.7	19.3	96	96	95	18.8	18.9	18.6	985.4	985.6	984.3	5.1	247	10.5	-1.12	6.2
09/10/2017	11	19.5	19.6	19.3	95	97	95	18.7	18.9	18.7	986.7	986.9	985.4	6.6	191	10.6	14.67	7.6
09/10/2017	12	19.7	19.7	19.4	93	95	93	18.4	18.7	18.4	987.9	987.9	986.3	5.7	197	12.2	71.06	4.0
09/10/2017	13	19.4	19.7	19.4	93	95	93	18.3	18.5	18.3	986.1	988.0	986.0	9.6	178	12.5	123.8	3.2
09/10/2017	14	19.3	19.6	19.3	94	94	92	18.3	18.6	18.2	985.4	986.9	985.4	5.0	169	14.0	87.57	4.0
09/10/2017	15	19.5	19.6	19.2	91	94	90	18.0	18.3	17.9	983.8	985.5	983.8	6.7	157	10.7	78.45	2.6
09/10/2017	16	19.7	19.7	19.4	93	94	91	18.6	18.6	18.0	983.0	984.3	983.0	7.2	141	13.3	344.6	1.0
09/10/2017	17	20.4	20.4	19.4	93	95	90	19.3	19.3	18.3	982.5	984.1	982.4	3.2	160	11.4	479.3	1.8
09/10/2017	18	20.3	20.8	19.9	93	94	89	19.1	19.5	18.6	981.5	984.2	981.5	6.5	140	15.2	321.1	1.4
09/10/2017	19	21.3	21.3	20.0	89	93	88	19.4	19.4	18.8	982.0	982.0	981.1	3.7	141	12.5	379.0	0.0
09/10/2017	20	21.5	21.8	21.3	92	92	86	20.0	20.0	19.2	982.2	982.3	982.0	1.1	287	6.3	536.2	0.0
09/10/2017	21	20.6	21.5	20.6	95	95	91	19.7	20.2	19.7	982.4	982.5	982.2	1.8	275	3.4	470.3	0.0
09/10/2017	22	19.8	20.6	19.8	96	96	95	19.2	19.7	19.1	982.9	982.9	982.4	2.1	249	3.2	86.34	0.0
09/10/2017	23	19.5	19.8	19.5	97	97	96	18.9	19.2	18.9	982.9	983.0	982.8	2.8	253	5.5	-3.48	0.0

Fonte: (INMET, 2017).



## Precipitação 3 -27/10/2017

Data	Hora	Temperatura (°C)			Umidade (%)			Pto. Orvalho (°C)			Pressão (hPa)			Vento (m/s)			Radiação (kJ/m²)	Chuva (mm)
		UTC	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Vel.	Dir. (°)		
27/10/2017	00	18.7	18.8	18.6	93	98	92	17.5	18.2	17.5	980.4	980.4	978.0	3.2	174	15.9	-0.33	0.0
27/10/2017	01	18.1	18.7	18.1	97	97	93	17.6	17.7	17.4	982.8	982.8	980.4	1.0	32	5.9	-1.61	0.0
27/10/2017	02	17.7	18.3	17.7	97	97	97	17.2	17.8	17.2	980.8	983.0	980.7	2.4	232	6.1	-2.86	0.2
27/10/2017	03	17.7	17.7	17.5	98	98	97	17.3	17.3	17.1	979.4	981.0	979.4	2.6	238	4.2	-3.21	0.0
27/10/2017	04	18.1	18.1	17.5	97	98	97	17.5	17.5	17.1	979.5	979.5	978.8	1.9	181	5.1	-2.85	0.0
27/10/2017	05	17.5	18.1	17.5	96	97	95	16.8	17.5	16.8	979.2	979.6	979.1	1.2	259	3.3	-3.18	0.0
27/10/2017	06	17.0	17.5	17.0	97	97	96	16.6	16.8	16.5	979.2	979.2	979.0	1.4	306	3.3	-3.07	0.0
27/10/2017	07	17.0	17.4	17.0	98	98	97	16.6	17.0	16.6	979.0	979.3	979.0	1.9	263	3.5	-2.53	0.0
27/10/2017	08	17.1	17.1	16.7	98	98	98	16.7	16.8	16.4	980.0	980.0	978.9	1.5	287	2.5	-2.79	0.2
27/10/2017	09	16.9	17.2	16.8	98	98	98	16.6	16.8	16.4	980.2	980.5	979.9	0.7	306	2.5	3.140	0.0
27/10/2017	10	17.5	17.6	16.9	98	98	98	17.2	17.3	16.5	980.9	980.9	980.0	0.6	259	2.2	102.0	0.0
27/10/2017	11	18.9	19.0	17.5	97	98	97	18.3	18.5	17.2	981.2	981.3	980.6	1.0	208	3.2	375.6	0.0
27/10/2017	12	19.9	20.2	18.8	91	97	91	18.4	18.9	18.1	979.8	981.4	979.6	3.4	246	5.2	637.3	0.0
27/10/2017	13	19.8	20.2	19.7	94	94	91	18.8	19.1	18.4	980.5	980.8	979.8	2.1	171	5.1	455.1	0.0
27/10/2017	14	19.3	20.2	18.8	97	97	94	18.7	19.5	18.4	980.6	981.1	979.1	4.0	87	7.1	220.3	20.0
27/10/2017	15	19.3	19.8	19.1	97	97	96	18.9	19.2	18.6	982.1	982.1	979.6	3.4	50	7.4	18.03	30.0
27/10/2017	16	19.5	19.5	19.1	98	98	97	19.1	19.1	18.7	979.4	982.9	979.0	2.8	230	7.4	142.9	4.2
27/10/2017	17	20.3	20.7	19.5	95	98	95	19.5	20.1	19.2	980.5	980.5	979.2	3.4	76	7.6	976.1	0.0
27/10/2017	18	20.6	20.6	20.1	96	97	95	19.9	19.9	19.4	978.9	980.6	978.9	4.0	103	6.5	330.3	0.4
27/10/2017	19	21.4	21.5	20.5	89	96	89	19.5	20.2	19.3	977.2	979.0	977.2	4.0	16	6.6	1491.	0.0
27/10/2017	20	21.9	22.3	21.3	85	90	82	19.2	20.2	18.8	977.1	977.2	976.9	3.7	17	6.8	1891.	0.0
27/10/2017	21	22.2	22.2	21.3	84	88	84	19.4	19.7	18.8	977.7	977.8	977.1	0.8	10	6.2	607.3	0.0
27/10/2017	22	20.6	22.6	20.6	93	94	83	19.5	19.9	19.3	979.2	979.2	977.7	2.1	167	2.5	147.5	0.0
27/10/2017	23	20.3	20.7	20.3	93	94	92	19.2	19.6	19.1	980.3	980.3	979.2	2.0	137	3.5	-3.21	0.0

Fonte: (INMET, 2017).

## Precipitação 4 - 03/11/2017

Data	Hora	Temperatura (°C)			Umidade (%)			Pto. Orvalho (°C)			Pressão (hPa)			Vento (m/s)			Radiação (kJ/m²)	Chuva (mm)
		UTC	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Vel.	Dir. (°)		
03/11/2017	00	26.4	26.8	26.2	58	58	56	17.3	17.4	17.2	981.5	981.5	981.3	4.0	179	5.9	-3.54	0.0
03/11/2017	01	26.5	26.8	26.2	58	59	57	17.6	17.6	17.3	981.8	981.8	981.5	4.8	185	6.8	-3.54	0.0
03/11/2017	02	26.7	26.9	26.5	58	59	57	17.6	17.7	17.6	982.1	982.1	981.7	5.9	174	8.8	-3.54	0.0
03/11/2017	03	23.9	26.8	23.9	68	68	57	17.6	18.0	17.6	982.9	982.9	982.1	3.4	223	8.7	-3.51	0.0
03/11/2017	04	24.1	24.4	22.7	69	77	68	18.1	18.5	17.7	982.1	983.0	982.1	4.1	200	6.0	-3.33	0.0
03/11/2017	05	21.7	24.1	21.7	80	80	69	18.0	18.2	17.9	981.9	982.1	981.7	2.9	243	6.0	-3.54	0.0
03/11/2017	06	21.2	22.0	21.1	83	84	80	18.3	18.5	18.0	981.9	982.0	981.7	1.4	266	4.8	-3.28	0.0
03/11/2017	07	21.3	21.9	21.2	82	85	80	18.2	18.6	18.1	981.6	981.9	981.6	3.6	221	5.7	-3.28	0.0
03/11/2017	08	20.4	22.5	20.4	84	84	75	17.6	18.2	17.4	981.5	981.8	981.3	2.1	252	5.4	-3.51	0.0
03/11/2017	09	20.4	20.5	19.7	88	89	84	18.4	18.4	17.6	981.7	981.7	981.2	3.1	249	4.1	-0.28	0.0
03/11/2017	10	22.7	22.9	20.4	74	88	73	17.7	18.4	17.7	981.4	981.7	981.3	4.3	210	5.9	206.3	0.0
03/11/2017	11	20.1	22.8	20.1	87	87	71	18.0	18.0	17.2	982.7	982.8	981.2	2.3	278	9.4	125.9	2.4
03/11/2017	12	19.0	20.1	19.0	97	97	87	18.5	18.6	18.0	985.5	985.5	982.8	5.8	331	10.0	34.88	15.0
03/11/2017	13	18.6	19.0	18.5	98	98	97	18.3	18.6	18.2	986.1	986.1	984.9	4.7	307	10.5	23.49	21.6
03/11/2017	14	18.6	18.7	18.5	98	98	98	18.3	18.3	18.1	985.0	986.7	985.0	7.0	253	12.3	77.62	8.6
03/11/2017	15	19.0	19.0	18.6	98	98	98	18.6	18.6	18.3	985.4	985.5	985.0	3.7	280	12.3	427.8	2.6
03/11/2017	16	18.6	19.0	18.6	97	98	97	18.1	18.6	18.1	985.3	985.4	984.7	4.3	253	9.9	233.3	4.0
03/11/2017	17	18.4	18.8	18.3	97	97	96	17.9	18.3	17.8	984.3	985.3	984.2	6.2	244	10.8	358.7	8.0
03/11/2017	18	18.9	18.9	18.4	96	97	96	18.3	18.4	17.9	984.0	984.6	983.9	4.3	284	9.7	279.8	4.0
03/11/2017	19	19.0	19.0	18.9	93	96	93	17.9	18.3	17.9	983.7	984.2	983.7	3.3	289	9.1	371.7	0.0
03/11/2017	20	20.1	20.6	19.0	87	94	85	17.9	18.8	17.5	982.4	983.7	982.4	6.8	259	12.0	1102.	0.0
03/11/2017	21	19.8	20.5	19.8	86	87	85	17.5	18.1	17.5	981.8	982.5	981.7	6.0	250	12.0	874.1	0.0
03/11/2017	22	19.2	19.8	19.2	89	89	86	17.3	17.6	17.3	981.3	981.8	981.3	4.9	245	9.8	67.82	0.0
03/11/2017	23	19.1	19.2	18.9	89	90	89	17.3	17.3	17.2	981.2	981.3	980.9	6.2	231	8.9	-2.50	0.0

Fonte: (INMET, 2017).

## Precipitação 5 - 18/11/2017

Data	Hora	Temperatura (°C)			Umidade (%)			Pto. Orvalho (°C)			Pressão (hPa)			Vento (m/s)			Radiação (kJ/m²)	Chuva (mm)
		UTC	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Inst.	Máx.	Mín.	Vel.	Dir. (°)		
18/11/2017	00	22.2	22.8	22.2	96	96	94	21.5	21.8	21.4	977.1	977.2	976.4	1.4	281	6.3	-2.57	0.4
18/11/2017	01	22.1	22.2	22.1	97	97	96	21.6	21.6	21.5	978.7	978.8	977.1	2.2	339	4.0	-2.33	0.6
18/11/2017	02	21.0	22.1	21.0	97	97	97	20.6	21.6	20.6	978.7	979.9	978.6	3.4	314	5.6	-0.25	9.6
18/11/2017	03	20.9	21.0	20.8	97	98	97	20.5	20.6	20.4	978.2	979.6	978.2	4.0	235	7.0	-1.05	26.4
18/11/2017	04	20.8	20.9	20.8	98	98	97	20.5	20.5	20.4	977.9	978.8	977.9	1.3	262	5.5	-1.91	9.2
18/11/2017	05	20.9	21.1	20.8	98	98	98	20.6	20.7	20.4	976.1	978.0	976.1	7.1	228	10.3	-0.86	3.0
18/11/2017	06	20.2	20.9	20.1	98	98	98	19.9	20.6	19.7	976.4	976.7	974.9	5.3	273	12.5	0.553	27.2
18/11/2017	07	20.4	20.6	20.2	98	98	98	20.1	20.2	19.9	976.4	976.5	975.6	0.9	17	10.2	-1.31	4.0
18/11/2017	08	20.4	20.6	20.4	98	98	98	20.1	20.3	20.0	976.9	977.1	976.2	1.1	39	2.5	-0.90	6.6
18/11/2017	09	20.8	20.9	20.4	98	98	98	20.5	20.6	20.1	977.1	977.4	976.7	2.9	218	4.9	-0.81	0.8
18/11/2017	10	20.9	21.0	20.7	98	98	98	20.5	20.7	20.4	978.4	978.4	977.1	1.8	196	5.0	12.16	0.2
18/11/2017	11	20.9	21.0	20.8	97	98	97	20.5	20.5	20.4	978.9	979.0	978.4	3.3	139	5.1	59.48	0.6
18/11/2017	12	21.2	21.3	20.9	97	97	97	20.7	20.8	20.5	979.3	979.3	978.9	3.7	130	8.0	211.4	0.6
18/11/2017	13	21.5	21.6	21.2	97	97	97	21.1	21.1	20.7	979.4	979.6	979.3	3.3	107	6.0	392.6	0.8
18/11/2017	14	22.3	22.4	21.5	96	97	94	21.6	21.7	21.1	979.5	979.7	979.4	3.5	17	6.4	1277.	0.0
18/11/2017	15	23.7	23.7	22.1	86	96	86	21.3	22.0	20.9	979.1	979.5	979.1	4.4	343	8.7	1765.	0.0
18/11/2017	16	23.6	24.2	23.2	82	87	81	20.4	21.3	20.1	979.1	979.3	979.0	5.0	347	8.0	1664.	0.0
18/11/2017	17	23.0	23.9	22.9	84	86	82	20.2	20.9	20.0	979.5	979.5	979.1	6.1	349	10.7	719.7	0.0
18/11/2017	18	23.4	23.7	22.9	79	84	79	19.7	20.4	19.4	979.1	979.6	979.1	4.5	325	10.7	1092.	0.0
18/11/2017	19	24.9	25.8	23.4	73	80	73	19.8	21.5	19.4	978.6	979.1	978.5	4.5	343	8.8	1819.	0.0
18/11/2017	20	24.6	24.8	24.3	73	77	72	19.4	20.2	19.4	978.6	978.6	978.5	3.2	331	7.9	907.7	0.0
18/11/2017	21	25.1	25.2	24.2	73	76	70	19.8	20.2	19.2	978.9	979.0	978.6	2.3	327	5.1	711.7	0.0
18/11/2017	22	22.4	25.1	22.4	75	75	67	17.8	19.8	17.7	979.5	979.5	978.9	1.9	321	5.8	208.2	0.0
18/11/2017	23	20.6	22.4	20.5	84	84	75	17.7	17.7	17.4	980.4	980.4	979.5	1.2	349	2.6	-1.73	0.0

Fonte: (INMET, 2017).